



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“Vulnerabilidad Sísmica y Diseño Sismo Resistente en un
Edificio de Albañilería Confinada en la Provincia de
Chincha, Ica 2021”**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
Ingeniero Civil

AUTOR:

Guillen Llancari, Yolby Jesús (ORCID: 0000-0002-1837-7258)

ASESORA:

Mgr. Ing. Poma Gonzales, Carla Griselle (ORCID: 0000-0001-5486-7302)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

HUARAZ – PERÚ

2021

Dedicatoria

Ing., Salas Chávez, Miguel Armando
profesor de mi escuela de pregrado que
me ayudó y fortaleció mis conocimientos
en la rama que más me gusta.

Dios, por apoyarme espiritualmente, por
darme salud, vida y derramar su bendición
en mi familia.

Agradecimiento

A mi madre, Llancari Machuca, Victoria Luz Marina y mi Padre Guillen Salcedo Cesar Augusto por su apoyo incondicional en toda la trayectoria de mi vida.

Índice de contenidos

Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas	v
Índice de figuras	vi
Resumen	viii
Abstract	ix
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	4
III. METODOLOGÍA.....	9
3.1. Tipo y Diseño de Investigación	9
3.2. Variables y Operacionalización.	10
3.3. Población (Criterios de Selección), muestra, muestreo.....	13
3.4. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos	13
3.5. Procedimientos	14
3.6. Método de análisis de datos.....	14
3.7. Aspectos éticos	16
IV. RESULTADOS	18
V. DISCUSIÓN.....	43
VI. CONCLUSIONES.....	46
VII. RECOMENDACIONES	48
REFERENCIAS.....	49
ANEXOS	53

Índice de tablas

Tabla 1. Vulnerabilidad Sísmica.....	19
Tabla 2. Peso Sísmico de la Estructura.	23
Tabla 3. Cortante Estático.....	24
Tabla 4. Fuerzas Inerciales “X-X”.	25
Tabla 5. Fuerzas Inerciales “Y-Y”.	25
Tabla 6. Parámetros Sísmicos.	26
Tabla 7. Valores de la aceleración espectral y periodo.....	27
Tabla 8. Cortante Dinámico.	29
Tabla 9. Derivas Inelásticas.....	29
Tabla 10. Periodo de la Estructura.....	30
Tabla 11. Merado de Cargas.	50
Tabla 12. Factor de Zona.....	52
Tabla 13. Tipo de Suelo.....	53
Tabla 14. Periodo T_p - T_L	54
Tabla 15. Categoría de la edificación.....	55
Tabla 16. Sistema Estructural.	55
Tabla 17. Peso Sísmico de la Edificación.	56
Tabla 18. Factor C según el sistema de la estructura.....	57
Tabla 19. Datos de la Densidad Mínima de Muros.	77
Tabla 20. Densidad de Muros	77
Tabla 21. Resumen Densidad de Muros.....	78
Tabla 22. Carga Gravitacional de Muros Dirc. “X-X”	78
Tabla 23. Carga Gravitacional de Muros Dirc. “Y-Y”	79
Tabla 24. Datos Principal para el esfuerzo axial máximo en los muros.	79
Tabla 25. Esfuerzo axial máximo de muros Dirc. “X-X”.	80
Tabla 26. Esfuerzo axial máximo de muros Dirc. “Y-Y”.	80
Tabla 27. Fuerzas Internas de los Muros. Dirc. “X-X”.	81
Tabla 28. Fuerzas Internas de los Muros. Dirc. “Y-Y”.	81

Índice de figuras

Figura 1. Fuente Mosqueira y Tarque, 2005.	18
Figura 2. Fuente Mosqueira y Tarque, 2005.	18
Figura 3. Índice de daño Esperado Dirc. "X-X"	20
Figura 4. Índice de daño Esperado Dirc. "Y-Y"	20
Figura 5. Curvas de Fragilidad Dirc. "X-X"	22
Figura 6. Curvas de Fragilidad Dirc. "Y-Y"	22
Figura 7. Espectro de Diseño	28
Figura 8. Deriva de cada Nivel	30
Figura 9. Curva Pushover Dirc. "X-X"	31
Figura 10. Curva Pushover Dirc. "Y-Y"	31
Figura 11. Curva Bilineal Dirc. "X-X".	32
Figura 12. Curva Bilineal Dirc. "Y-Y".	35
Figura 13. Desempeño de la estructura Dirc. "X-X"	36
Figura 14. Desempeño de la estructura Dirc. "Y-Y"	37
Figura 15. Ubicación Geográfica de Chincha Alta.....	60
Figura 16. Peso del Tabique según su carga equivalente.....	51
Figura 17. Zona Sísmica.	52
Figura 18. Clasificación de los perfiles de suelo.....	53
Figura 19. Velocidad de Onda de Corte en la Ciudad de Chincha Alta.....	53
Figura 20. Periodo corto y Periodo Largo.....	54
Figura 21. Modelado de la estructura de albañilería en 3D.....	58
Figura 22. Muros portantes de la estructura de albañilería.	59
Figura 23. Propiedades de la albañilería.....	60
Figura 24. Propiedades del Concreto.....	61
Figura 25. Propiedad del muro de albañilería.....	62
Figura 26. Propiedades de la losa Aligerada.....	63
Figura 27. Patrones de Carga de la Estructura.	64
Figura 28. Sismo Estático en Dirc. "X-X"	64
Figura 29. Sismo Estático en Dirc. "Y-Y"	64
Figura 30. Espectro de Diseño Dirc. "X-X".	65
Figura 31. Espectro de Diseño Dirc. "Y-Y".	65
Figura 32. Sismo Dinámico Dirc. "X-X"	66

Figura 33. Sismo Dinámico Dirc. "Y-Y"	67
Figura 34. Pushover Dirc. "X-X".	68
Figura 35. Pushover Dirc. "Y-Y".	69
Figura 36. Carga Gravitacional.....	70
Figura 37. Peso Sísmico de la Estructura.	71
Figura 38. Fuerza Inercial Dirc. "X-X"	72
Figura 39. Fuerza Inercial Dirc. "Y-Y"	73
Figura 40. Cortante Estático y Dinámico.	74
Figura 41. Derivas de Centro de Masa.....	74
Figura 42. Periodo de la Estructura.....	75
Figura 43. Curva Pushover Dirc. "Y-Y"	76
Figura 44. Curva Pushover Dirc. "X-X"	76

Resumen

La presente investigación tuvo como objetivo principal conocer el grado de vulnerabilidad sísmica a través del índice de daño esperado que generan las curvas de fragilidad a partir de un análisis no lineal estático de un edificio convencional de albañilería confinada de tres niveles en el distrito de Chíncha Alta, Provincia de Chíncha, Departamento de Ica del año 2021.

La metodología es de tipo aplicada, con un diseño no experimental de corte transversal descriptivo, porque solo se observó el comportamiento de la estructura de albañilería en el rango no lineal, la técnica fue de observación y el instrumento para recopilación de datos fue la ficha de investigación con la finalidad de conocer el estado situacional de la estructura, para después modelarlo en el programa ETAB'S v19.

Se realizó el análisis modal espectral para conocer los desplazamientos laterales según la norma E-030, el análisis estático no lineal para conocer el desempeño de la estructura de albañilería, seguidamente se crearon las curvas de fragilidad para conocer la probabilidad de daño esperado según los niveles de daños, se determinó el índice de daño también conocido como la curva de vulnerabilidad que muestra el porcentaje de daño en cada dirección de la estructura de albañilería confinada.

Palabras clave: Vulnerabilidad sísmica, Push-over, curvas de Fragilidad.

Abstract

The main objective of this research was to know the degree of seismic vulnerability through the expected damage index that generates the fragility curves from a static non-linear analysis of a conventional confined masonry building with three levels in the district of Chíncha Alta, Province of Chíncha, Department of Ica from the year 2021.

The methodology is of an applied type, with a descriptive cross-sectional non-experimental design, because only the behavior of the masonry structure is executed in the non-linear range, the technique was observational and the instrument for data collection was the technical sheet. In order to know the situational state of the structure, after modeling it in the ETAB'S v19 program.

The modal spectral analysis was carried out to know the lateral displacements according to the E-030 standard, the non-linear static analysis to know the performance of the masonry structure, then the fragility curves were created to know the probability of expected damage according to the levels damage, the damage index also known as the vulnerability curve was determined, which shows the percentage of damage in each direction of the confined masonry structure.

Keywords: Seismic vulnerability, Push-over, Fragility curves.

I. INTRODUCCIÓN

En el Perú ha estado ocurriendo eventos sísmicos frecuentemente en estos últimos años, este fenómeno ha tomado la preocupación en toda la zona costera, esto se debe a que el Perú está situado en la zona llamado cinturón circumpacífico o anillo de fuego del pacífico, que significa que es la zona donde se registra una alta actividad sísmica, por las dos placas que existen “Nazca y Sudamericana” esto nos expone a sismos de pequeños y grandes magnitudes afectando enormemente a la población más humilde ya que después de un sismo de gran magnitud estas son las más afectadas, porque su recuperación es lenta en cuanto a su reconstrucción y desarrollo por tener poco apoyo financiero a través el gobierno correspondiente.

¿Cuán Vulnerable es el edificio de albañilería confinada en la Provincia de Chíncha ante un evento sísmico con relación al diseño sismorresistente?, las intensidades son diferentes dependiendo de las condiciones del suelo, la geología y la topografía, el hombre debe ubicar sus viviendas donde las condiciones sean favorables, de conformidad con los respectivos mapas de peligro. De este modo, si el fenómeno ocurre, sus efectos destructivos serán menores.

La buena o mala calidad del diseño sismorresistente de las construcciones es decir la Vulnerabilidad de las edificaciones está dada por el buen diseño y la buena práctica constructiva, una manera directa de reducir el riesgo es edificar en sitios donde el movimiento sísmico del suelo sea bajo como es el caso de Lima – Perú por que cuenta con un suelo conglomerado seco y compactado.

Debido a la alta intensidad con la que son afectados los sectores con peligro sísmico alto, también las edificaciones de albañilería confinada u otros pueden sufrir diversos niveles de daño, dependiendo de su grado de vulnerabilidad, ocasionado por un mal proyecto o por la baja calidad de la construcción esta problemática en mención es un hecho en esta Provincia de Chíncha.

La vulnerabilidad sísmica en las edificaciones de albañilería es decir su resistencia sísmica en sí, es una problemática en ese aspecto porque se desconoce el tipo de daño que se espera, para ello una manera de conocer el índice de daño esperado o también llamado curva de vulnerabilidad de las viviendas de albañilería es realizar ensayos experimentales en laboratorio, idealizadas para muros de albañilería se somete al prototipo a fuerzas horizontales hasta que se logre incursionar en el rango inelástico y obtener el grado de vulnerabilidad sísmica, son muy pocos los ensayos realizados en Perú sobre muros de albañilería confinada por la alta demanda económica pero se han realizado prototipos sencillos y económicos para poder conocer el grado de vulnerabilidad en las construcciones de albañilería propias en una región.

Ica, el departamento costero que cuenta con la Provincia de Chincha que es una de las más vulnerables a los eventos sísmicos, debido que los últimos años la provincia de chincha ha incrementado su población humana natal y extranjera y este hace que incremente considerablemente el mercado de viviendas comunes de albañilería confinada mediante la construcción informal es decir la autoconstrucción que es un problema que se está maximizando y que conlleva a pérdidas de vidas humanas costosas pérdidas económicas ante un sismo de gran magnitud.

Por ello se hace presente este trabajo de investigación que tiene como objetivo general determinar el grado de vulnerabilidad sísmica con relación al diseño sismorresistente en una edificación de albañilería confinada en la Ciudad de Chincha.

Chincha es una provincia muy común en construir viviendas sobre terrenos pequeños de área menor o igual a 200 m², por ello el trabajo de investigación es “Vulnerabilidad Sísmica y Diseño Sismorresistente en un Edificio de Albañilería Confinada en la Provincia de Chincha, Ica 2021” Asimismo, los Objetivos específicos, (a) determinar la relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y el análisis sísmico en una vivienda de albañilería en la Provincia de Chincha, (b) determinar la reacción que existe entre la vulnerabilidad sísmica y la curva de

capacidad (c) determinar la relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y el desempeño estructural.

Se plantea una hipótesis general de que, si existe la relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y el diseño sismorresistente en las viviendas de albañilería confinada en la Provincia de Chíncha, de tal manera que en los últimos años se va incrementando. La primera hipótesis específica existe la relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y el análisis sísmico. La segunda hipótesis específica existe la relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y la curva de capacidad. La tercera hipótesis específica existe la relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y el desempeño estructural.

la importancia del buen suelo, las autoconstrucciones de viviendas en albañilería confinada y una demanda de crecimiento poblacional en la Provincia de Chíncha justifica, metodológicamente, por cuanto abarca un tema social creciente, lo cual, se desarrolló por distintos enfoques, y por esa razón contribuirá a investigaciones futuras.

II. MARCO TEÓRICO

De acuerdo a los trabajos de investigación nacional, encontramos a Salazar (2018) “Vulnerabilidad Sísmica De Las Viviendas De Albañilería Confinada En La Ciudad De Jesús” el objetivo general en esta tesis es conocer el grado de vulnerabilidad sísmica de estructuras de albañilería de la ciudad de Jesús considerando tres objetivos específicos, a) conocer la situación real en las 30 edificaciones en albañilería confinada en la ciudad de Jesús. b) conocer la consistencia de los muros en las 30 edificaciones de albañilería confinada en la ciudad de Jesús. c) conocer la firmeza de tabiques al volteo en las 30 viviendas de albañilería confinada en la ciudad de Jesús. el diseño de investigación planteada fue aplicada la población fue de 91 estructuras de albañilería en la ciudad de Jesús se estableció la dimensión de la muestra empleando el muestreo de manera indefinida, las conclusiones fueron a) la vulnerabilidad fue alto para 14 edificaciones, fue mediana en 9 edificaciones y baja en 7 estructuras, valores que no contrasta con la hipótesis que se planteó. b) 13% en las estructuras es de buena clase, 54% en las estructuras son de mediana clase, 33% de las estructuras vienen ser de pésima clase, debido a la inadecuada mano de obra, c) 14 viviendas autoconstruidas presentan una vulnerabilidad alta por una inadecuada densidad de muros con un 53% en el sentido “x”. d) la fortaleza de los muros no portantes (tabiquería) en 30 edificaciones estimadas la mayoría son inestables.

También señalan Illacutipa y Winder (2019) “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante curvas de fragilidad de edificaciones típicas de albañilería confinada en la ciudad de Juliaca” como objetivo general de esta tesis fue estimar la vulnerabilidad sísmica en las viviendas comunes de albañilería confinada de la ciudad de Juliaca mediante curvas de fragilidad e índice de daño, de esta manera ayudar a la mitigación con inquisición para soluciones de dimensiones profiláctico. Y sus objetivos específicos fueron a) evaluar la resistencia del corte al murete de albañilería apilados con ladrillo industrial y artesanal, a través de ensayos de fuerza a la compresión diagonal. b) conocer las curvas de suficiencia estructural de viviendas de albañilería c) delimitar el acto sísmico en las que se encuentra expuesto las viviendas de albañilería. d) evaluar la probabilidad de colapso de

edificaciones de albañilería. e) estimar la exposición sísmica de las viviendas de albañilería a través de las curvas de fragilidad. La investigación fue de tipo tecnológico, la población lo conforma las estructuras de albañilería confinada en la ciudad de Juliaca, la muestra es finita, la conclusión general muestra el 37.79% para viviendas de dos niveles y 29.58% para viviendas de tres niveles, los objetivos específicos fueron a) la resistencia al corte diagonal del muro de albañilería de ladrillos artesanales es de 5.02 kg/cm² e industriales 7.85 kg/cm². b) la curva de capacidad para nueve modelos típicos de configuración en planta de albañilería. c) el acto sísmico en el lugar de análisis se ha representado a través espectros de peligros sísmicos homogéneo, d) para la aceleración espectral de 0.35g tiene una probabilidad de 10% de excedencia en 50 años, se determinó 3.45% para viviendas de dos pisos y 9.98% para viviendas de tres niveles para la probabilidad de colapso 27.55% para viviendas de dos niveles y el 50.08% para viviendas de tres niveles d) el riesgo sísmico se estimó en ratios de daños que muestran 6.06% para viviendas de dos niveles y 13.80% para viviendas de tres niveles.

Por otro lado, Rosario y Joel (2019) “Evaluación del desempeño sismorresistente de edificaciones de albañilería confinada autoconstruidas en el distrito de Chancay – Lima 2019” tiene como objetivo general conocer el desempeño sismo-resistente en las viviendas de albañilería construidas de manera informal en el distrito de chancay, sus objetivos específicos calcular la curva de capacidad en la edificación de albañilería confinada, encontrar la curva de solicitaciones en las viviendas albañilería, calcular el punto de desempeño de las edificaciones de albañilería, el tipo de investigación fue aplicada, el diseño de investigación es no experimental, la población esa formada por 20 viviendas de albañilería confinada y la muestra conformada por una vivienda de albañilería confinada construida de manera informal de tres pisos, las conclusiones fueron a) un desplazamiento de 14.1 cm con una fuerza cortante en la base de 568.80 ton en el sentido x y un desplazamiento de 5.90 cm con una cortante basal de 342.99 en la dirección Y b) se halló el performance point con una solución lineal en el eje “X” 4.769 en el eje Y 1.857 cm c) el desempeño se encuentra en ocupación inmediata en el sentido “x” y ocupación inmediata en el sentido “Y” d) los niveles de desempeño es de 3.38 cm en el rango operacional 4.796 cm para el rango de ocupación inmediata, 6.387 cm

para un estado seguridad de vida, 11.242 cm para el nivel de colapso en el sentido “X” en el sentido “Y” los niveles de desempeño es de 1.3 cm en el rango operacional 1.857 cm para el rango de ocupación inmediata, 3.353 cm para un estado seguridad de vida, 7.841 cm para el nivel de colapso conforme a Visión 2000.

Por otro lado, siguiendo el lineamiento a nivel internacional Alexandra, Quizhpilema (2017) “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015”

Como objetivo general es estimar la vulnerabilidad sísmica del edificio de las aulas de la universidad central de Ecuador, los objetivos específicos son: reconocer las deficiencias y patologías existentes, conocer el índice de vulnerabilidad del edificio, determinar el desempeño estructural, identificar los fragmentos estructurales que presentan deficiencia de fortaleza y austeridad a través del desempeño, el tipo de investigación es aplicada, la población es el aula de la universidad de central de Ecuador las conclusiones muestran presencia de patología visualmente identificables como corrosión en acero grietas en las vigas, exposición del acero entre otros, el grado de vulnerabilidad es alta, las respuestas fueron la deflexión tope se ubica en el tablero (B-C) -(2-4) del nivel, 11.40 m, con una deflexión que excede de 4.19 mm. El pórtico que presenta las derivas máximas del elemento es el pórtico en el eje 9. Las columnas que sobrepasen la cuantía máxima establecida por la normativa son las columnas centrales de tipo 1 (A6, B6, C6, C11 y F11) hasta el nivel 3.98m.

Se encuentra a Diego y Álvaro (2018) “Vulnerabilidad sísmica en viviendas de la ciudad de Riobamba” como objetivo general fue conocer el grado de vulnerabilidad sísmica en viviendas en la ciudad Riobamba , los objetivos específicos fueron reconocer y caracterizar el tipo de vivienda, levantar información de las características estructurales de la vivienda de albañilería y determinar el índice de vulnerabilidad sísmica, el tipo de diseño fue aplicada donde obtuvo información a través de métodos aproximados. La población viene a ser 12 edificios en estudio y la muestra de una vivienda de albañilería, las conclusiones finales fueron las viviendas presentan un grado de vulnerabilidad mediano y alto, respuesta obtenida

a raves del método italiano con un 100% de eficacia en la aplicación de este trabajo evaluado.

A través del SNGR el 100 % que es un procedimiento que se avanzó en las viviendas muestran poca vulnerabilidad las respuestas están lejos de la existencia de las viviendas estimadas, ya que cuenta con un procedimiento que estima criterios expuestos.

Muchos criterios aprendidos de diferentes procedimientos vienen se parecidos más su figura de capacidad es diferente provocado en distintas soluciones, se distinguió el sistema estructural una adaptación mediante el procedimiento en la SNGR se consiguió la capacidad en cero, eso demuestra que no cuenta con un peligro sísmico, es lo distinto, cuando se emplea el procedimiento italiano se consiguieron la capacidad del nivel B y C, eso muestra que el peligro sísmico es considerable.

La capacidad conseguida mediante la adaptación del procedimiento italiano de la clase de la fortaleza habitual en las viviendas examinadas dio una respuesta de nivel B y C castigando la capacidad absoluta, por otro lado, el procedimiento de la SNGR no considera este procedimiento, con el criterio al instante de entregar la capacidad total.

La Vulnerabilidad es la resistencia sísmica en sí. Se refiere a la susceptibilidad de la vivienda de un probable movimiento sísmico, el daño se puede manifestar forma general o parcial de la estructura de albañilería (cimentación, columnas, muros de albañilería, vigas soleras o losas), Existen varios factores que pueden inducir a que la estructura de albañilería sea vulnerable como por ejemplo la amplificación de intensidades sísmicas, susceptibilidad de licuefacción, efectos de sitio, simetría, uniformidad, piso débil, torsión en planta, compatibilidad, terrenos inestables, mala calidad de mano de obra, estructura flexible, falta de confinamiento, entre otros. Son estas las que condicionan a la vivienda a una conducta no sismorresistente que causa la vulnerabilidad de la estructura. (Salazar, 2018, p. 24).

El Diseño sismorresistente es cuando la estructura es sometida a un evento sísmico considerable, este experimenta un comportamiento de vibración libre amortiguada dando como consecuencia desplazamientos que dañan a la estructura las cuales pueden causar el colapso parcial o total de estas, cuando la estructura presenta desplazamiento mínimos las que puede controlar para su no colapso se dice que

está es una estructura sismorresistente, la cual se logra siguiendo los lineamientos de la norma que aplique según el lugar está la vuelve un diseño sismorresistente. (Moniri, 2017, p.13).

Las curvas de Fragilidad es una función que representa gráficamente la probabilidad de daño limite expresado en porcentajes según los desplazamientos espectrales o aceleraciones espectrales para cada estado de daño de daños.

Albañilería confinada: los muros de albañilería confinada están conformados por columnas, vigas y cimentación en otras palabras deben estar confinados por sus cuatro lados, con ladrillos artesanales King Kong 18 huecos eso caracteriza al muro de albañilería confinada portante (Cattari, 2014, p. 1).

El sismo cuando la litosfera se desplazan una con respecto a la otra a ese estado de placa llamamos placas convergentes, cuando estas chocan o rozan las asperezas provocando energía súbita en el interior de la tierra, la cual es transmitida mediante ondas sísmicas a la superficie de la tierra sintiéndose un movimiento en el suelo a la cual se le conoce como un sismo o movimiento telúrico. (Norabuena, Dixon, Stein y Harrinson, 1999, p 8).

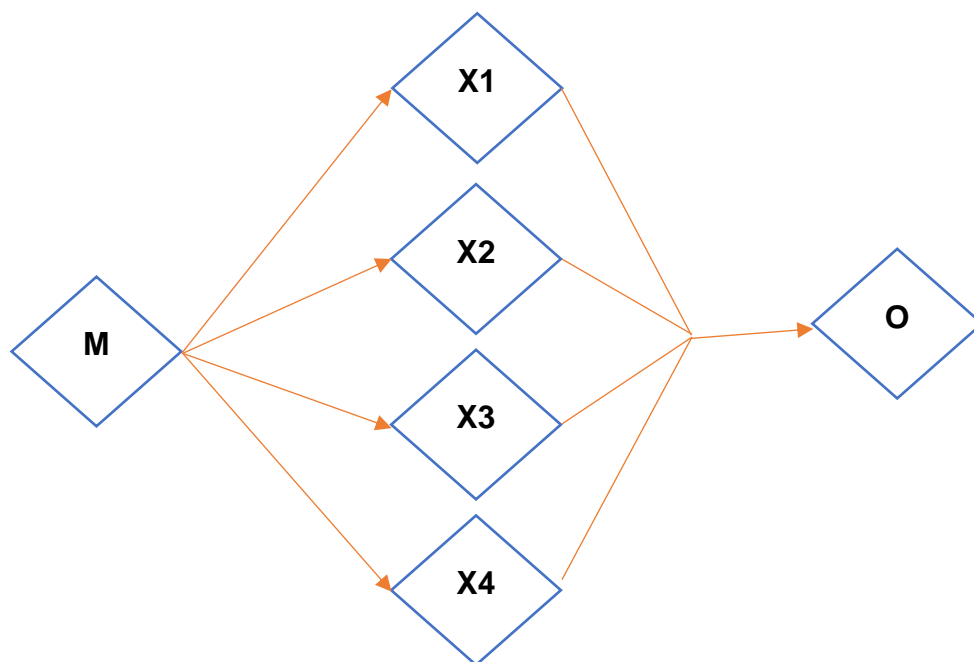
Proceso de Autoconstrucción cuando el sismo que solo necesita un par de segundos para devastar una ciudad completa o más estos desastres que solo pocas personas trabajan para prevenir, cada vez que ocurre una desgracia lo que más sufren son los más pobres por que construyen como sea con miles de errores a los que se conoce como la autoconstrucción, porque alguien le dio permiso de construir allí, alguien le puso servicio de agua y desagüe en un lugar donde se debe vivir como es la ciudad de Tambo de Mora en la Ciudad de Chíncha, dando como responsables a los alcaldes quienes son los que deben de gestar la disminución del riesgo ante desastres en su comunidad.(Kuroiwa, 2010, p. 189).

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y Diseño de Investigación

El tipo de investigación, para la realización de la tesis fue aplicada, únicamente se observó la situación de la vivienda de albañilería y su comportamiento la cual fue sometida a aceleraciones sísmicas, para después conocer su Vulnerabilidad sísmica. el cual se basa en encontrar el resultado del problema que se manifiestan en el desarrollo de la movilización, repartición, transito o gastos de capital o servidumbre de la acción de las personas, por consiguiente, la actual investigación es de tipo aplicada.

La presente investigación tiene la finalidad fundamental de recolectar documentos e inquisición de las peculiaridades, cualidades, apariencias o magnitud, lista de gentes, facción, objetos, fundaciones y representantes, o de las sucesiones social y original (Ñaupas et al, 2018, p. 134).



Dónde:

M= Muestra (Edificio de Albañilería en la Provincia de Chincha).

X1= Variable (Vulnerabilidad Sísmica).

X2= Variable (Análisis Sísmico)

X3= Variable (Curva de Capacidad)

X4= Variable (Desempeño Estructural)

O= Respuesta (Nivel de Vulnerabilidad sísmica en el Edificio de Albañilería).

Por consiguiente, esta investigación se realizó como un diseño de corte transversal descriptivo correlacional no experimental; porque, únicamente se observó la situación de la vivienda de albañilería y su comportamiento, cual fue sometida a aceleraciones sísmicas, para después determinar su Vulnerabilidad sísmica.

El diseño de la investigación fue no experimental, es decir no manipula deliberadamente las variables, sino que se contenta con observar las manifestaciones tal como sucede en su ambiente original (Shanti y Alok, 2017, p.1).

3.2. Variables y Operacionalización.

Variable. - Una variable es un dominio, peculiaridad o cualidad que puede emplearse en algunos sujetos o pueden emplearse en grados o maneras distintas son conceptos clasificatorios que consienten situar a los sujetos en clases o calidad. (Briones, 1987, p. 13).

Definición conceptual. – son llamados variables a la creación, dominio o peculiaridad que alcanzan diferentes importes. Es una alegoría o un emblema, por lo consiguiente, un embelesamiento que consigue un importe heterogéneo. Son fragmentos esenciales en a vivienda de la hipótesis, o sea del título de la hipótesis que funda su enlace. (Mejia, 2005, p. 81).

Definición operacional. - Mejía cita a Tuckman para contar a los tres tipos de expresar semejantes cálculos y cómo se separan en servicio de la calidad de las variables que limita.

Definiciones operacionales de Tipo A: se expresan confín de los cálculos que obligan a ser realizadas para producir una apariencia o una situación que da acontecer. Es adecuado para delimitar apariencias más que elementos o cosas. Por ejemplo: Estimular, se puede precisar funcionalmente como la incitación producida que crea una situación psicológica de colocación propicio para un definido acto. La estimulación se usa en enseñanza confín de ordenar a la medida al estudiante a la sucesión de educación, formación.

Definiciones operacionales de Tipo B: se expresan confín de los cálculos que obligan o son definidos como cosa o elemento. Por ejemplo: dirigente eficaz, es una persona que delibera las resoluciones con juicios oportunos a las posiciones o enigmas, solucionando de manera adecuada.

Definiciones operacionales de Tipo C: explica las propiedades o peculiaridades de las sujetos o elementos. Se crea conclusiones de los dominios pasados que las componen. Por ejemplo; discípulo, sabio es el sujeto que en el movimiento normativo que da un ejemplo de un idioma adecuado, arte de argumentación, recuerdo, intelecto de enseñanza. Puede referirse a alguien como modelo de variables y las propiedades que pueden calcularse empleando los niveles o pruebas. (Nuñez, 2007, p. 175).

Dimensión. – Pueden llamarse como sub variables. En agrupación señalan la conducta de la variable en análisis; se aconseja que las magnitudes se originen de series, las cuales tiene que estar minuciosos en el marco teórico. En la tabla 1, se indican la magnitud de la variable dirección administrativa, (Robbins y Coulter, 2017, p. 10).

Indicadores. - Es la medición o el verter numérico de las magnitudes. Deben estar simbolizados de manera brillante, de tal manera que nos deje darse cuenta el cómo es la conducta de las magnitudes y por consiguiente la variable de provecho, consintiendo conocer en qué estado se localiza esta problemática de análisis. El

delimitar adecuadamente los señalizadores, invitará a que el estudio puede llegar a una distinción por la señalización, creando una contribución más honda necesario a que se logre alcanzar a argumentar las respuestas de la investigación más allá de un habitual análisis de variables y dimensiones. (Robbins y Coulter, 2017, p. 21).

Medición. - Asimismo, se señala que la medición es la marcación de emblemas, tantos sujetos como números a las discrepancias que observamos en las caracteres o porciones en una variable. (Ritchey, 2008, p. 327).

Variables

Variable Independiente. - diseño sismo-resistente

Variable dependiente. - vulnerabilidad sísmica

3.3. Población (Criterios de Selección), muestra, muestreo

La población está constituida únicamente por el edificio de albañilería confinada en la Provincia de Chincha que representa la unidad igual a mi población.

La población, por lo tanto, está obligado a establecer un grupo de personas, cosa o participio, que muestren rasgos parecidos las cuales se puedan medir y que se establezca la unidad de la investigación. (Valdivia, 2009, p. 4).

La muestra viene dada por el edificio de albañilería confinada en la Provincia de Chincha, ya que se escogió por criterio propio perseguir la intención de la investigación.

La muestra es no probabilística por razón (premeditado o parecer); debido a lo cual, las piezas están elegidos referente a un dictamen o punto de vista estipulados por el investigador (Gallardo, 2017, p. 66).

3.4. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos

La Técnica elegida para compilar la inquisición, fue el análisis documental una de las técnicas de investigación que permitió organizar y analizar información para determinar el grado de vulnerabilidad sísmica con relación al diseño sismorresistente, donde se fue a campo se identificó el estado situacional de la estructura, identificando las fisuras de los muros, el inadecuado tipo de ladrillo para muros portantes, la inestabilidad de los tabiques, la densidad de muros y el efecto de los peraltes de la columnas tales lineamientos como nos indica la norma E-070.

El análisis documental permite estructurar y distinguir la averiguación de aforismo planes, con el propósito de satisfacer la perspectiva de la validez, confiabilidad, peculiaridad y notable con los rangos de análisis, con la finalidad de realizar conclusiones naturales y justo referente a la cuestión de investigación (Briggs, Coleman & Morrison, 2012, p 56).

El Instrumento es la revisión documentaria, se utilizó una ficha de investigación para la recopilación de datos de la investigación, donde se diagnosticó el nivel de vulnerabilidad sísmica describiendo los detalles principales y aspectos técnicos de problemas generales para poder conocer la situación real de la vivienda de albañilería tales como el tipo de material, factores degradantes, autoconstrucción entre otros, y así conocer la vulnerabilidad sísmica de la estructura de albañilería en la Provincia de Chincha.

Son implementos ideales o tangibles, en las que se toma los documentos e inquisiciones, mediante cuestionarios, apuntes que requieren soluciones del investigado. Aceptar distintas maneras conforme con los métodos que le trabajen de apoyo. (Ñaupas, 2018, p. 273).

3.5. Procedimientos

- Se fue a campo a recopilar la información de los rajos físicos de la estructura de albañilería confinada en la Provincia de Chincha, donde se identificó las deficiencias estructurales tales como, el tipo de ladrillo inadecuado, el peralte de las columnas de albañilería, las fisuras en las vigas soleras, las grietas en los muros y la uniformidad y continuidad de los muros portantes, como nos indica el RNE E-070
- Para después de ello determinar el estado actual de la estructura en condiciones de vulnerabilidad y plasmarlo en una ficha de investigación de instrumentación aplicando el método de Mosqueira y tarque.

3.6. Método de análisis de datos

- Con la inquisición obtenida en la ficha técnica, se realizó los planos correspondientes de la estructura de albañilería confinada para llevarlo al programa ETABS v19 donde allí se modeló la estructura de albañilería según el plano correspondiente, una vez modelado se llevó a cabo el Análisis Modal Espectral para fines de verificaciones de contestación en la estructura de albañilería confinada.
- Se empleó la Norma E-030 para el diseño sismo-resistente, este fue fundamental para poder conocer los desplazamientos laterales de la

vivienda bajo un espectro de diseño, el periodo fundamental, la cortante en la base, las fuerzas inerciales entre otros.

- Se empleó la norma E-020 que nos da parámetros de distribución de cargas la cual se asignó adecuadamente a la estructura de albañilería conforme su distribución arquitectónica.
- La Norma E-070 fue, el que abarco por los requisitos estructurales mínimos que nos brinda en el criterio de análisis, configuración y estructuración como la densidad de muros de la edificación de albañilería.
- Bajo estos criterios vigentes, se procedió después a llevar la vivienda a un análisis no lineal estático considerando patrones de cargas laterales incrementales progresivos ficticias que actúan en cada piso de la estructura de albañilería, así como también las cargas gravitacionales constantes, con la se determinó la relación no lineal entre la carga y el desplazamiento lateral también llamado la capacidad de la vivienda o curva Pushover basándonos con la Norma ASCE 41-13.
- Posteriormente de determino el desplazamiento objetivo aplicando el método de los coeficientes de desplazamientos según la norma ASCE 41-13. Al alcanzar este punto se relaciona con la zona o punto de capacidad de la estructura lo que nos indica si hemos encontrado el grado de desempeño de la estructura.
- Después de haber obtenido la curva de capacidad y el performance point de la estructura se identificó los rangos de daño, como operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención de colapso y colapso con ciertos porcentajes según su desplazamiento máximo de la estructura como nos indica Guillermo Huaco con su investigación Comportamiento de una vivienda de albañilería conformado con ladrillo artesanal frente a cargas laterales.
- Además, se ha llevado la estructura a someterlos a diferentes probabilidades de daño utilizando el método expedito que requiere del modelo estructural, el cálculo de la respuesta del modelo estructural a través de un análisis estático no lineal, parámetros de daño y de intensidad sísmica para la creación de curvas de fragilidad partiendo de la función de repartición lognormal, con el desplazamiento objetivo que se obtuvo del

método de los coeficientes se logra conocer la probabilidad de daño que tiene la estructura de albañilería aplicando la norma HAZUS.

El proyecto de investigación de estudio, se empleó el método cuantitativo, ya que se evaluó la vulnerabilidad sísmica del edificio de albañilería, se realizó el plano de la estructura en el programa AutoCAD para después configurarlo en el Programa ETABS v19 y así hacer el análisis modal espectral y Pushover de la vivienda de albañilería confinada apoyándose en textos y normas vigentes también se empleó el programa Microsoft Excel a fin de comparar los resultados y presentarlos mediante tablas y gráficos todas las respuestas obtenidas.

3.7. Aspectos éticos

- Esta investigación tiene la beneficencia de aporta de manera didáctica a la población de chincha a la construcción formal de viviendas de albañilería confinada mediante un especialista en el rubro y así a una mejor calidad de vida comprometiendo a un futuro desarrollo social en la construcción.
- Esta investigación se mantuvo la responsabilidad del mismo, tomando en cuenta la no maleficencia, con el correcto procedimiento para el análisis obteniendo también el buen el citado de las teorías y la normas que se utilizaron para garantizar la autenticidad de los cálculos obtenidos.
- La Autonomía los datos obtenidos en las fichas de investigación son veraces, las visitas a campo otorgan la confiabilidad al momento de registrar la información, los resultados auténticos obtenidos mantienen los derechos de distinto autores de las investigaciones tanto nacionales como internacionales.

- La presente investigación brinda información de campo, porque se fue a visitas técnicas in situ, se realizó fichas de investigación con colaboración de ingenieros de la especialización, y participe con la recolección de datos plasmados en gabinete para llegar a resultados que puedan tomar como referencia la justicia mediante la investigación científica.

IV. RESULTADOS

Resultado de objetivo general fue conocer el índice de vulnerabilidad sísmica de la vivienda de albañilería en la Provincia de Chíncha mediante un diagnóstico a través de una ficha técnica, el rango de vulnerabilidad sísmica, se resume en tres fragmentos, densidad mínima de muros, estado actual de la vivienda y estabilidad de los tabiques.

$$V = 0.6\text{Densidad de muros} + 0.3\text{estado actual de la vivienda} + 0.1\text{estabilidad de tabique}$$

Densidad (60%)		Características Constructivas (30%)		Tabiquería y Parapetos (10%)	
Adecuada	1	Buena Calidad	1	Todos estables	1
Aceptable	2	Regular Calidad	2	Algunos estables	2
Inadecuada	3	Mala Calidad	3	Todos inestables	3

Figura 1. Fuente Mosqueira y Tarque, 2005.

VULNERABILIDAD SÍSMICA	RANGO
BAJA	1 a 1.4
MEDIA	1.5 a 2.1
ALTA	2.2 a 3

Figura 2. Fuente Mosqueira y Tarque, 2005.

En resumen, el estado situacional actual de la estructura resulto regular, la densidad mínima de muros de albañilería es inadecuada y la estabilidad de los tabiques son estables por consiguiente se muestran en la tabla siguiente lo valores numérico de la vulnerabilidad sísmica de la edificación de albañilería en la Provincia de Chíncha.

Tabla 1. *Vulnerabilidad Sísmica.*

Estado Actual de la Vivienda	1.3	REGULAR	1
Densidad de Muros	0.05	INADECUADA	3
Estabilidad de Tabiques	0.06	ESTABLES	2
Vulnerabilidad sísmica		ALTA	2.3

Fuente: Elaboración Propia.

El siguiente grafico representa el índice de daño esperado también conocido como curva de vulnerabilidad, dando como resultado la dirección “X-X” muestra el indicador de daño esperado de 70% de toda la vivienda de albañilería y en el sentido “Y-Y” muestra una vulnerabilidad de 67% de toda la estructura de albañilería.

$$0.67 = \frac{1}{4} + 0.56 + 0.19 + 0.94 + 1$$
$$0.70 = \frac{1}{4} + 0.62 + 0.23 + 0.97 + 1$$
$$ID = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^n i P(dsi)$$

ID = Índice de daño esperado

n = Número de estados de daños

iP = Número de probabilidades.

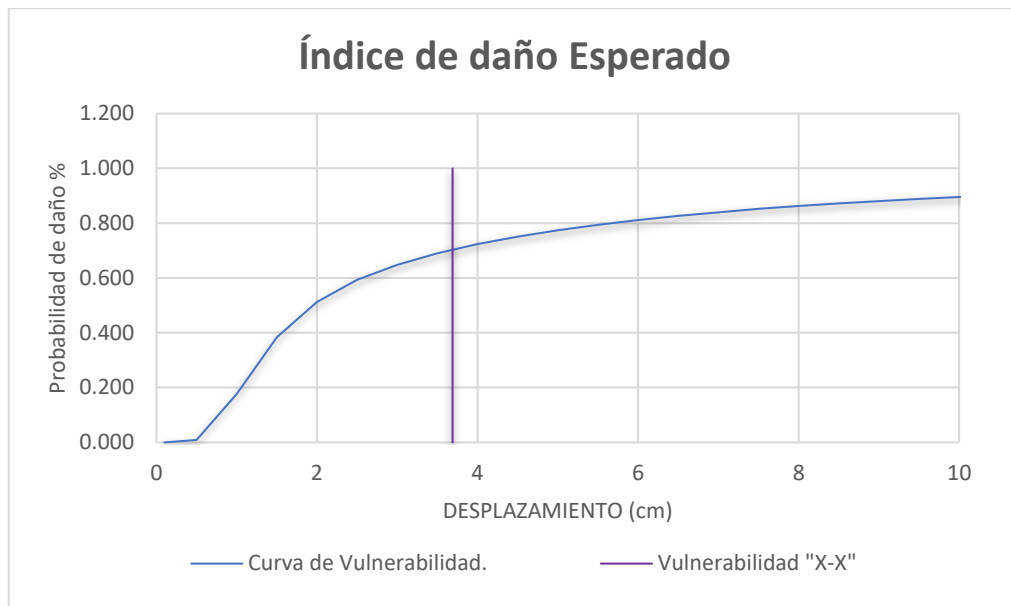


Figura 3. Índice de daño Esperado Dirc. "X-X".

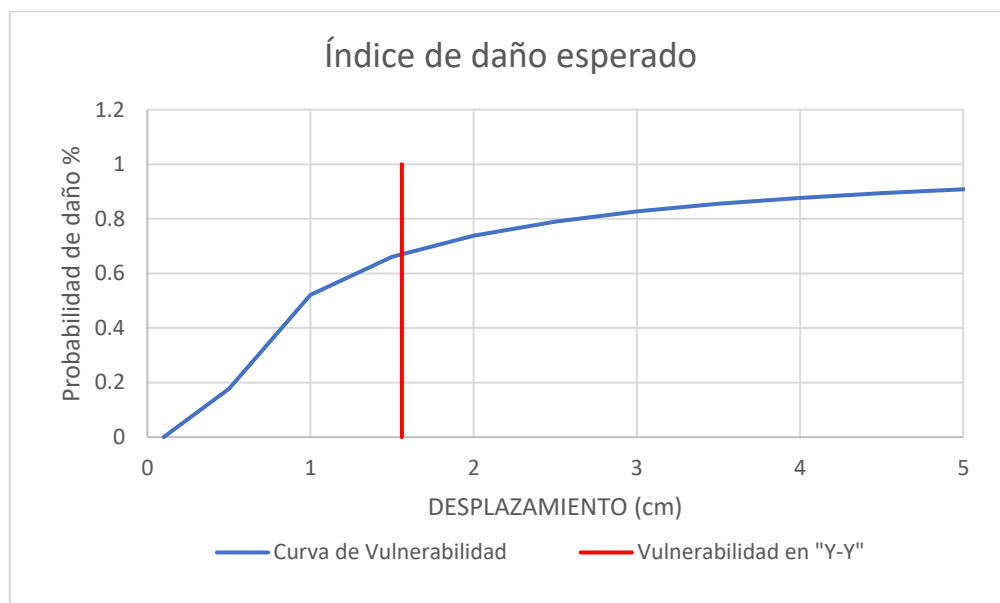


Figura 4. Índice de daño Esperado Dirc." Y-Y".

En la siguiente grafico se detalla las curvas de fragilidad para cuatro ejemplos de escenarios sísmicos diferente acorde con el desplazamiento objetivo de se obtuvo del Pushover.

La curva de fragilidad de color amarillo muestra que la vulnerabilidad es ligero por que se encuentra representando un 100% de probabilidad de daño en el sentido "X-X" y en el sentido "Y-Y" muestra un 100% de probabilidad de daño.

La curva de fragilidad de color acero muestra que la vulnerabilidad es moderada por que representa el 97% de una probabilidad de daño en el sentido “X-X” y en el sentido “Y-Y” muestra un 94% de probabilidad de daño.

La curva de fragilidad de color celeste demuestra que la vulnerabilidad es extensiva por que representa el 62% de probabilidad de daño en el sentido “X-X” y en el sentido “Y-Y” muestra un 56% de probabilidad de daño.

La curva de fragilidad de color rojo muestra que la vulnerabilidad es completa por que representa el 23% de probabilidad de daño en el sentido “x-x” y en el sentido “Y-Y” muestra un 19% de probabilidad de daño.

$$.P[ds|Sd] = \phi\left[\frac{1}{\beta} \ln\left(\frac{Sd}{Sd,ds}\right)\right]$$

$$0.30 = \left[\frac{1}{0.73} \ln\left(\frac{3.69}{2.97}\right)\right]$$

Se aplico la función DISTR.NORM. ESTAND.N, que es una función estadística se usa para devolver la partición natural estándar (mantiene una media de “0” y una desviación estándar de “1”).

$$\Phi(i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{z^2}{2}}$$

S_d,ds = Estimación mediano del desplazamiento espectral de la vivienda que alcanza el comienzo del estado de daño.

B_{ds} = Desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño.

Φ = Función de repartición acumulativa normal estándar.

Z = es el valor que la función debe calcularse, un valor numérico introducido manualmente o incluido en la celda a la que se haga referencia.

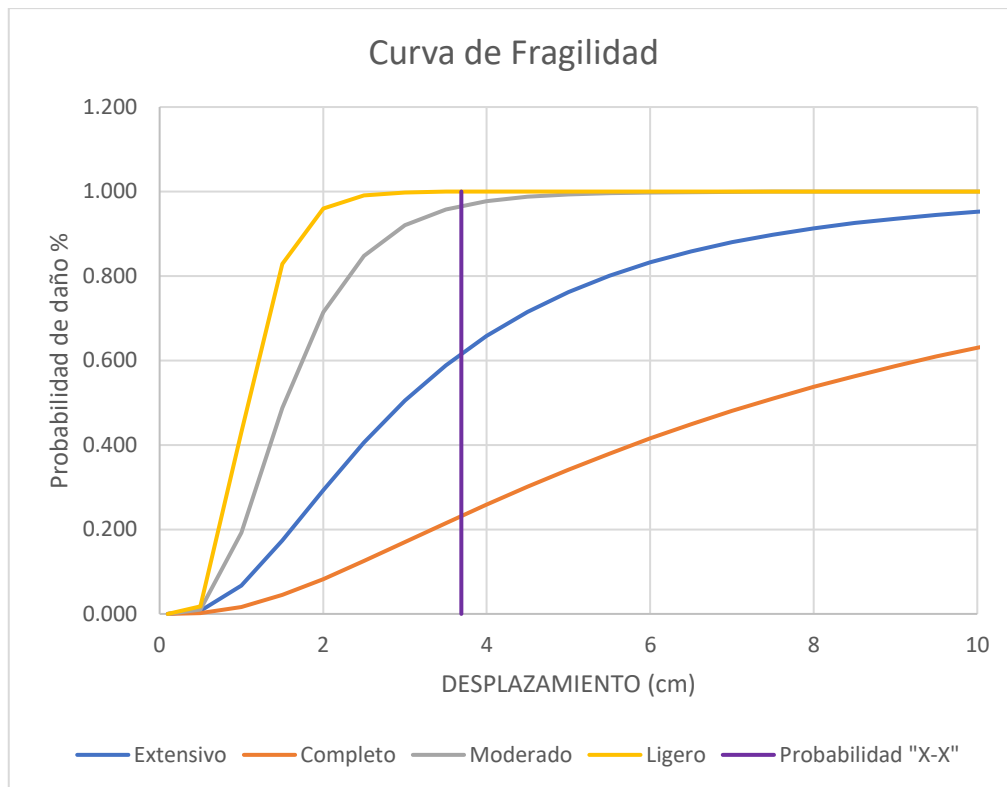


Figura 5. Curvas de Fragilidad Dirc. "X-X".

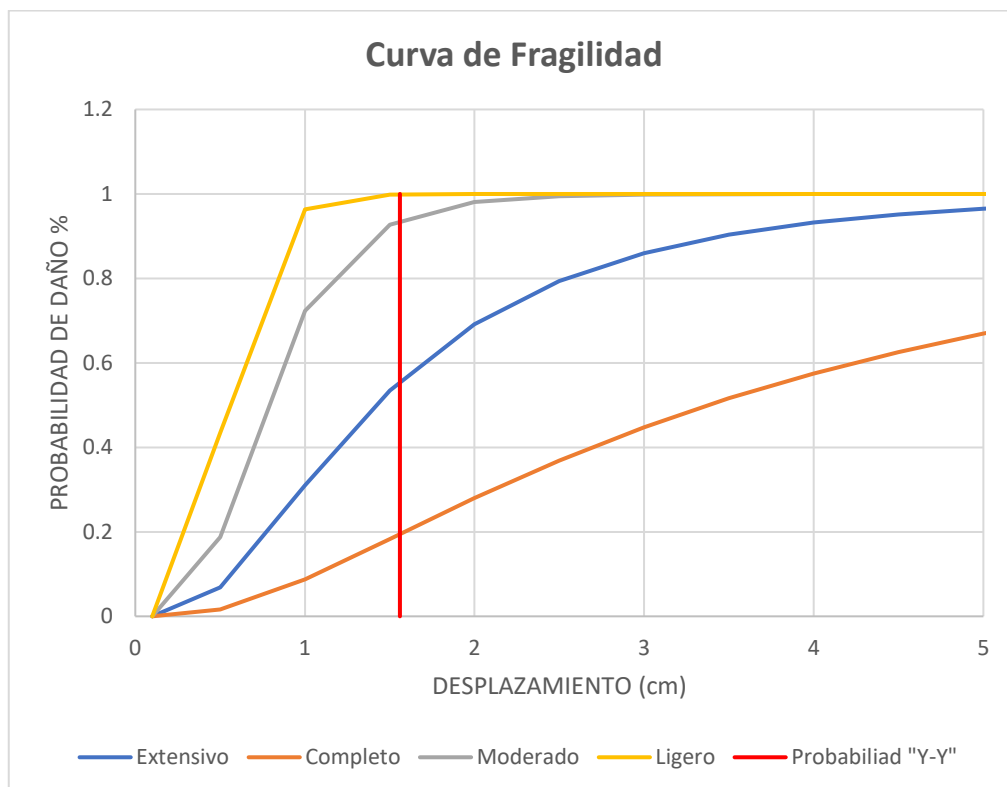


Figura 6. Curvas de Fragilidad Dirc. "Y-Y".

El objetivo específico del diseño sismo-resistente fue hacer el análisis sísmico lineal estático de la estructura conforme a la norma E-030 del edificio de albañilería en la Provincia de Chincha del año 2021.

El análisis estático, se realizó para poder visualizar las fuerzas cortantes estáticas del edificio de albañilería tanto en la dirección X-X como en el sentido Y-Y, considerando el peso sísmico de la vivienda.

$$P = CM + 25\%CV$$

$$CM = l * h * e * Y$$

$$CV = p * a$$

l = Longitud de cada muro confinado

h = Altura de cada muro confinado

e = Espesor total de cada muro confinado

Y = peso específico de la albañilería

p = peso de carga viva de la edificación de albañilería

a = Área de la vivienda

P = Peso sísmico de la vivienda

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

Tabla 2. *Peso Sísmico de la Estructura.*

Edificio de albañilería	Peso total de la edificación (Tn)		Peso sísmico de la edificación (Tn)
No Pisos	CM	CV	
1	199.74	38.44	209.35
2	199.74	38.44	209.35
3	199.74	15.37	209.35
Σ	675.00	91.00	
		691.48	622.29

Fuente: Elaboración Propia.

La fuerza cortante basal de la edificación fue calculada con la ecuación de la norma E-030:

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) * P$$

Z = Factor de zona.

U = Uso de la edificación.

C = Factor de amplificación sísmica.

R = Coeficiente de reducción.

S = Factor del suelo.

Tabla 3. Cortante Estático.

DIRECCIÓN	V (ton)
X-X	114.772
Y-Y	114.772

Fuente: Elaboración Propia.

También se determinó sus fuerzas laterales de la estructura “la repartición de la fuerza sísmica” resulta multiplicar la fuerza cortante estática y el factor de distribución vertical “Cv”.

$$F = Cv * V$$

$$Cv = \frac{w * h^k}{\sum_{i=1}^n w * h^k}$$

$$\sum_{i=1}^n w * h^k$$

F = fuerza inercial

Cv = factor de distribución vertical.

w = peso de la estructura

h = altura del nivel

V = cortante en la base

Tabla 4. Fuerzas Inerciales “X-X”.

Fuerzas Inerciales X-X					
N°	Altura (h)	Peso (Wi)	Wi*hi	Cvx	Fix (Ton)
3	8.1	203.59	1649.04	0.49	57.52
2	5.4	209.35	1130.50	0.34	39.44
1	2.7	209.35	565.25	0.17	19.72
		$\Sigma =$	3344.79	1	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 5. Fuerzas Inerciales “Y-Y”.

Fuerzas Inerciales Y-Y					
N°	Altura (h)	Peso (Wi)	Wi*hi	Cvx	Fix (Ton)
3	8.1	203.59	1649.04	0.49	57.52
2	5.4	209.35	1130.50	0.34	39.44
1	2.7	209.35	565.25	0.17	19.72
		$\Sigma =$	3344.79	1	

Fuente: Elaboración Propia.

El siguiente objetivo específico del diseño sismo-resistente es realizar el análisis modal espectral, se determinó incorporando a la estructura una pseudo aceleración que nos permite a norma según su ubicación geográfica, tipo de estructura, tipo de suelo y la importancia de la edificación, teniendo en cuenta los siguientes parámetros sísmicos según a Norma E-030 2018

Z = Factor de zona.

U = Uso de la edificación.

C = Factor de amplificación sísmica.

R = Factor de reducción.

S = Factor del suelo.

Tp = Periodo corto.

TL = Periodo largo.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$$

$$T < T_p \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2} \right)$$

Tabla 6. Parámetros Sísmicos.

Parámetros sísmicos			
Sismo X-X		Sismo Y-Y	
X-X		Y-Y	
Z =	0.45	Z =	0.45
U =	1	U =	1
S ₁ =	1	S ₁ =	1
C =	2.5	C =	2.5
P =	622.29	P =	622.29
I _a =	1	I _a =	1
I _p =	1	I _p =	1
R _o =	6	R _o =	6
R =	6	R =	6
T _p =	0.4	T _p =	0.4
T _L =	2.5	T _L =	2.5
T =	0.293	T =	0.293
C/R > 0.11	0.417	C/R > 0.11	0.417
K _x =	1	K _y =	1

Fuente: Elaboración Propia.

Espectro de diseño según la Norma Peruana E-030

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Z = Factor de la Zona.

U = Uso de la vivienda.

C = Factor de amplificación sísmica.

R = Factor de reducción.

S = Factor del suelo.

T = Periodo.

Sa = Aceleración espectral.

Valores de la aceleración espectral y el periodo

Tabla 7. Valores de la aceleración espectral y periodo.

C	T	Sa	C	T	Sa
1.000	0.000	0.074	1.429	0.700	0.105
2.500	0.080	0.184	1.379	0.725	0.101
2.500	0.400	0.184	1.333	0.750	0.098
2.353	0.425	0.173	1.290	0.775	0.095
2.222	0.450	0.164	1.250	0.800	0.092
2.105	0.475	0.155	1.212	0.825	0.089
2.000	0.500	0.147	1.176	0.850	0.087
1.905	0.525	0.140	1.143	0.875	0.084
1.818	0.550	0.134	1.111	0.900	0.082
1.739	0.575	0.128	1.081	0.925	0.080
1.667	0.600	0.123	1.053	0.950	0.077
1.600	0.625	0.118	1.026	0.975	0.075
1.538	0.650	0.113	1.000	1.000	0.074
1.481	0.675	0.109	0.976	1.025	0.072
1.429	0.700	0.105	0.952	1.050	0.070

Fuente: Elaboración Propia.

Función del Espectro de diseño conforme a la norma E-030

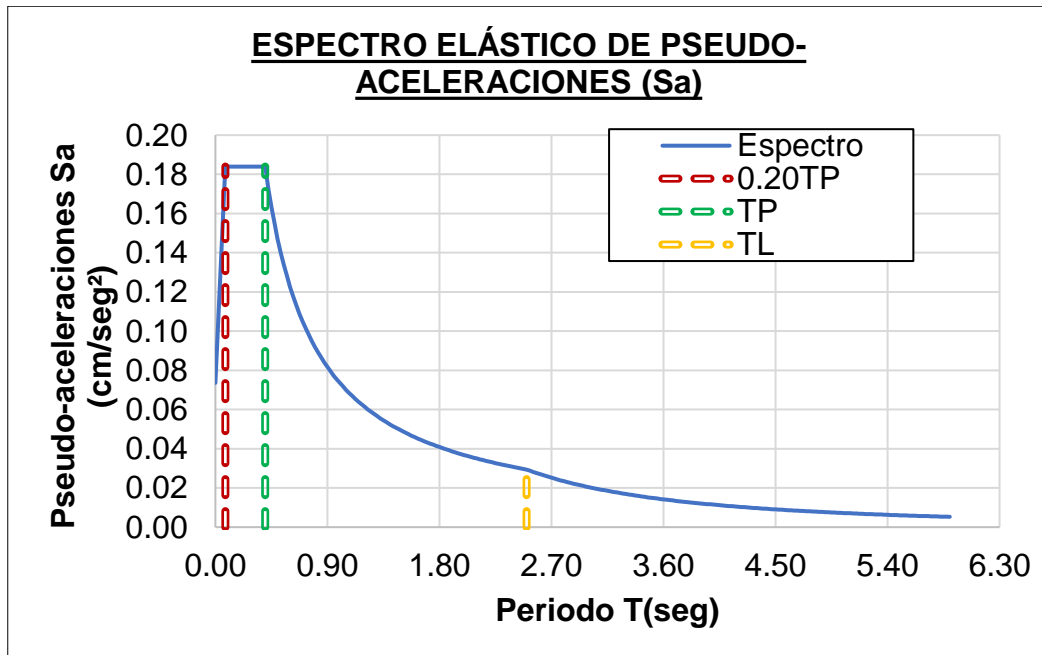


Figura 7. Espectro de Diseño

Los desplazamientos laterales de entrepiso son obtenidos con la cortante dinámica castigada por el factor de 0.75 para edificios irregulares conforme a la norma Peruana E-030 y así conocer las derivas inelásticas y verificarlas con la deriva límite que nos permite la norma, de 0.005 para viviendas de albañilería confinada como es el caso de esta investigación.

Cálculo de la cortante dinámica:

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) * P$$

Z = Factor de zona.

U = Uso de la vivienda.

C = Factor de amplificación sísmica.

R = Factor de reducción.

S = Factor del suelo.

Tabla 8. *Cortante Dinámico.*

DIRECCIÓN	V (Ton)
X-X	92.4214
Y-Y	97.4677

Fuente: Elaboración Propia.

Los cálculos de los desplazamientos se obtuvieron con la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{\delta - (\delta - 1)}{Lx}$$

$$\delta = 0.75 * R$$

Δ = Desplazamiento relativo.

δ = Desplazamiento inelástico.

Lx = Distancia vertical de la edificación.

R = Factor de reducción.

Tabla 9. *Derivas Inelásticas.*

DERIVAS		SISMO X		SISMO Y		DERIVA LIMITE
No Pisos	Altura	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	
3	2.7	0.000739	0.003327	0.000139	0.000623	0.005
2	2.7	0.000752	0.003385	0.000165	0.000743	0.005
1	2.7	0.000489	0.002202	0.000139	0.000625	0.005
0		0	0	0	0	0.005

Fuente: Elaboración Propia.

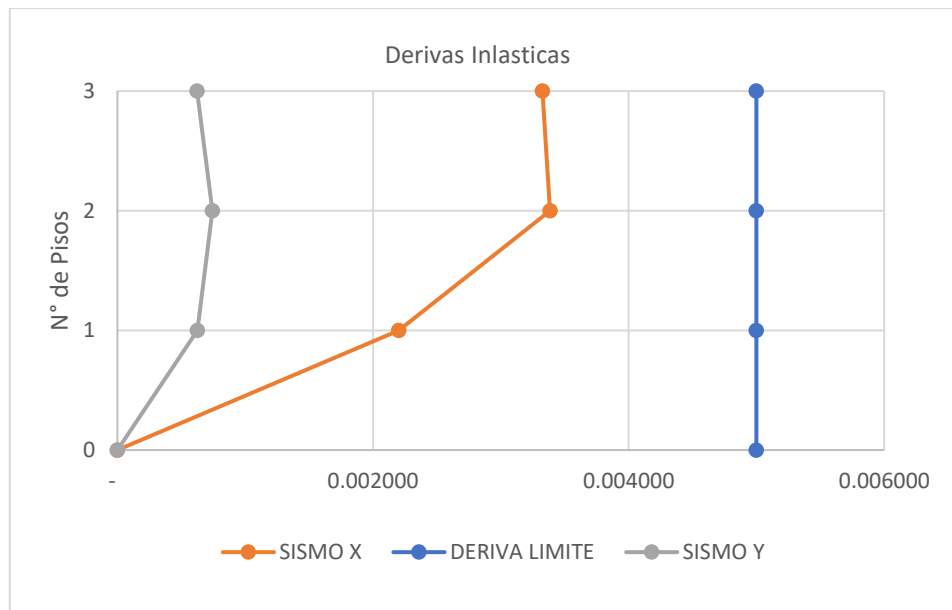


Figura 8. Deriva de cada Nivel

Se recomienda un periodo de vibración de 0.1 para cada nivel de un edificio, pero está sujeta a cuestionamiento porque cada edificio tiene diferentes modos de vibrar según su estructura, pero el valor de 0.1 es solo una referencia, en este trabajo se calculó en modo de vibración con un periodo de 0.293 seg en el sentido X

El periodo primordial para cada sentido de la estructura se calculó con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

T = Periodo fundamental de la estructura de albañilería

h_n = altura de la vivienda

C_t = factor según tipo de vivienda.

Tabla 10. Periodo de la Estructura.

Modo	Periodo	X	Y
1	0.293	0.7847	0.0001
2	0.174	0.0079	0.0083
3	0.14	0.0005	0.8351

Fuente: Elaboración Propia.

El siguiente objetivo específico se basa en conocer la curva de capacidad de la vivienda según la norma ASCE – 41 -13 considerando cortante basal vs desplazamiento, el factor de reducción como una unidad para llevarlo al límite y así trabaje el edificio de albañilería confinada al 100% de la aceleración.

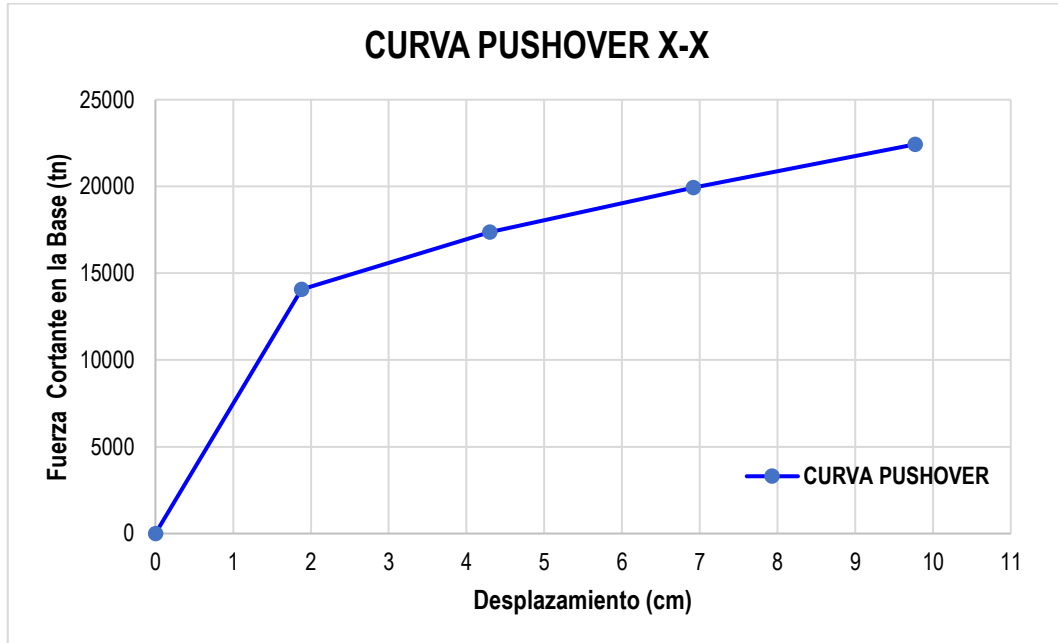


Figura 9. Curva Pushover Dirc. "X-X".

Aplicando la norma ASCE- 41- 13 también para la Curva de capacidad en el sentido X-X, presenta una deriva de 9.77 cm con una cortante basal de 224.27 tnf

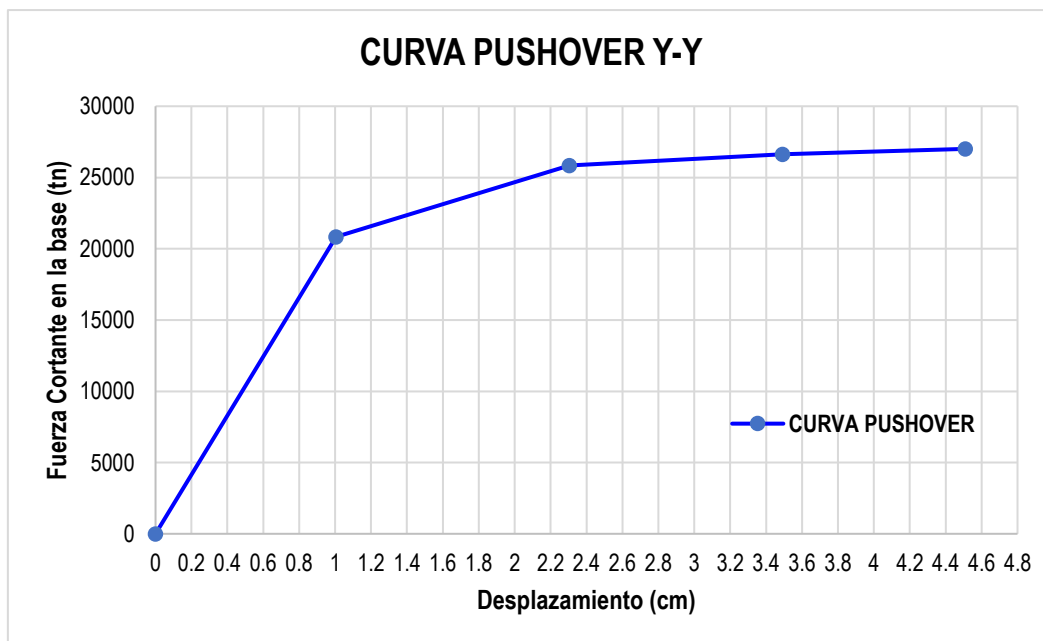


Figura 10. Curva Pushover Dirc. "Y-Y".

Aplicando la norma ASCE- 41- 13 también para la Curva de capacidad en la dirección “Y-Y”, presenta un desplazamiento de 4.51 cm y una fuerza cortante en la base de 270. 0965 tnf.

Otro de los objetivos fue también conocer el performance de la vivienda a través de una curva bilineal que exige la norma FEMA 356 “Método de los coeficientes” en la cual consiste en determinar el desplazamiento objetivo de la estructura mediante unas constantes, para esta investigación se conoció el desplazamiento objetivo de 4.9265 cm con una cortante en la base de 181.627 tnf en el sentido X-X de la escritura.

$$\delta x = C_o * C1 * C2 * S_a * \frac{T e^2}{4\pi^2} * g$$

$$4.92 = 1.2 * 1 * 1.05 * 1.83 * \frac{0.293 e^2}{4\pi^2} * 9.81$$

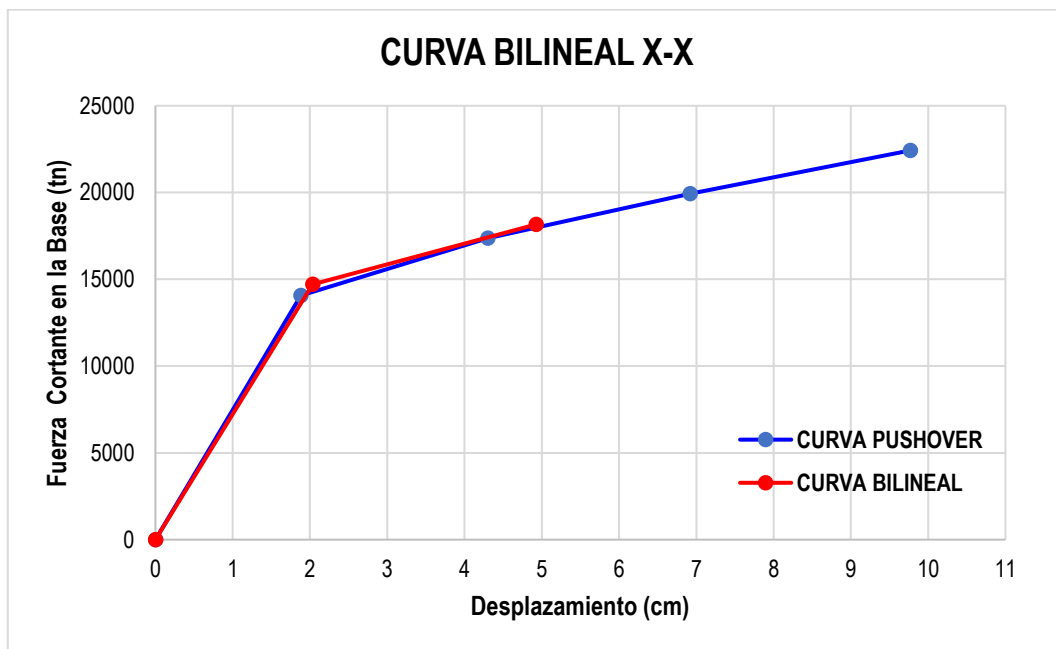


Figura 11. Curva Bilineal Dirc. “X-X”.

Curva de capacidad según el FEMA 356 Método de los coeficientes en el sentido Y-Y muestra un desplazamiento 2.0833 cm y una cortante en la base de 250.8039 tnf.

$$\delta y = C_o * C_1 * C_2 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g$$

$$2.08 = 1.2 * 1.39 * 1.4 * 1.83 * \frac{0.14e^2}{4\pi^2} * 9.81$$

C_o = Factor de variación que corresponde a los desplazamientos espectrales de un sistema igual de un grado de libertad, con los desplazamientos en el tope del sistema de varios grados de libertad de la edificación.

C_1 = Factor de modificación que une los máximos desplazamientos inelásticos esperados, con los calculados para una respuesta lineal elástica

C_2 = Factor de modificación que interpreta el efecto del amortiguamiento en la curva de histéresis, degradación de la rigidez crítica, y deterioro de resistencia en la respuesta máxima en términos de desplazamientos.

S_a = Aceleración Espectral

Δ = Desplazamiento Objetivo

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

T_e = periodo efectivo fundamental en el sentido de análisis

K_i = Rigidez elástica de la vivienda en el sentido que se considero

K_e = Rigidez efectiva de la vivienda en el sentido considerada.

Cálculo de C_o

Table 3-2 Values for Modification Factor C_o¹			
	Shear Buildings²		Other Buildings
Number of Stories	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

1. Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
2. Buildings in which, for all stories, interstory drift decreases with increasing height.

Cálculo del C_1

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{a * T_e^2}$$

R = relación entre la demanda de resistencia elástica y coeficiente de resistencia a la fluencia.

α = Constante que depende del suelo en la edificación según la velocidad de onda de corte

V_y = resistencia cedente de la estructura calculada de la idealización de la curva fuerza desplazamiento de la edificación.

W = pesos sísmico efectivo, calculado considerando toda la carga permanente y un porcentaje de la carga viva variable, según corresponda.

C_m = Factor de masa efectivo.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$$

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

1. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T , is greater than 1.0 second.

Valores para α

- ✓ Site B entonces $\alpha=130$
- ✓ Site C entonces $\alpha=90$
- ✓ Site D entonces $\alpha=60$

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ek}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: —Plasticity index $PI > 20$, —Moisture content $w \geq 40\%$, —Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf			
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

$S_0 \leftrightarrow$ Site Class "A"
 $S_1 \leftrightarrow$ Site Class "B" y "C"
 $S_2 \leftrightarrow$ Site Class "C" y D
 $S_3 \leftrightarrow$ Site Class "E"

Cálculo de C2

$$C2 = 1 + \frac{1}{800} * \left(\frac{R-1}{T}\right)^2$$

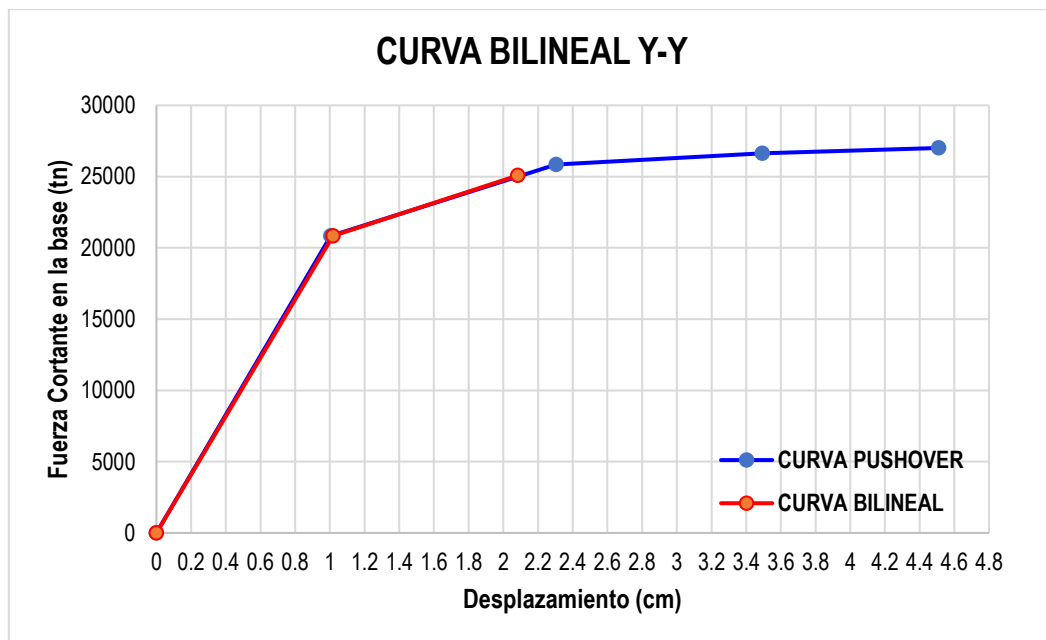


Figura 12. Curva Bilineal Dirc. "Y-Y".

Mediante el fraccionamiento de niveles de desempeño de visión 2000 podemos demostrar el grado de desempeño que se encuentra la vivienda de albañilería según el desplazamiento objetivo obtenido de 4.92 cm nos ubica que la estructura se encuentra un estado de prevención de colapso en el sentido "x-x".

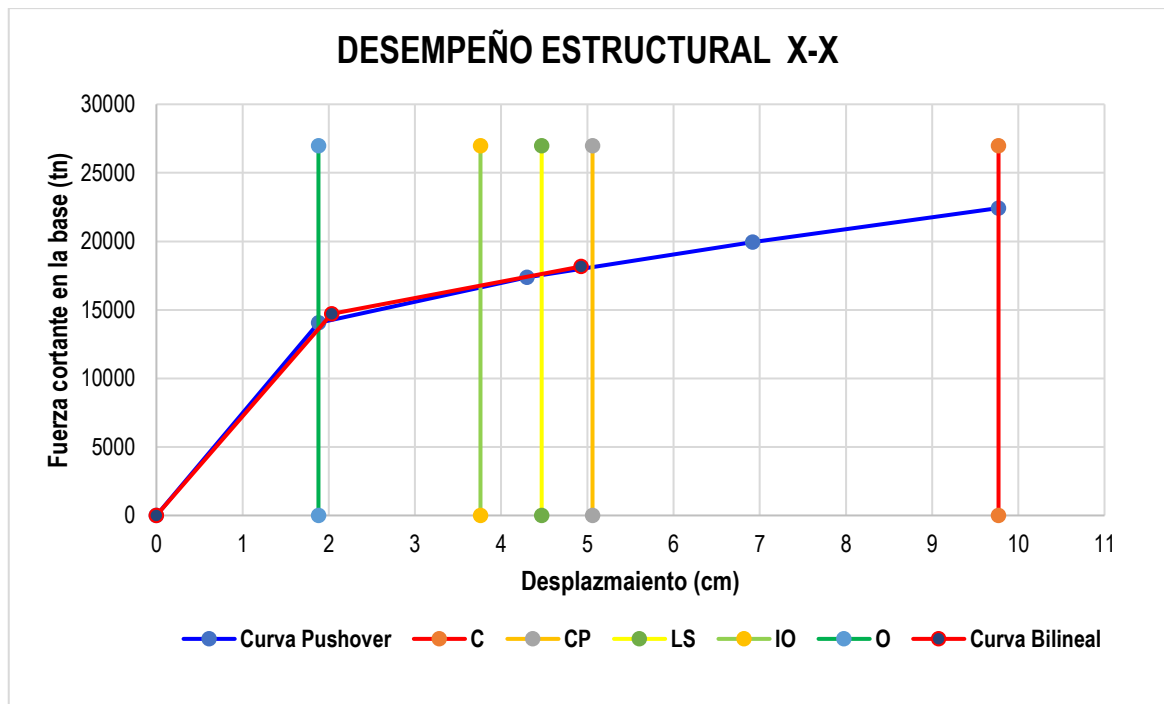


Figura 13. Desempeño de la estructura Dirc. “X-X”.

El seccionamiento de niveles de desempeño nos muestra para un nivel de estado operacional un desplazamiento de 1.88 cm, para un nivel de ocupación inmediata un desplazamiento de 3.76cm, hacia un estado de seguridad de vida un desplazamiento de 4.47 cm, para un nivel de prevención de colapso un desplazamiento de 5.06 cm, para un nivel de colapso un desplazamiento de 9.77 cm, respectivamente para el edificio de albañilería confinada.

Mediante el fraccionamiento de niveles de desempeño de visión 2000 podemos demostrar el estado de desempeño en la que se ubica la vivienda de albañilería según el desplazamiento objetivo obtenido de 2.08 cm nos ubica que la estructura se encuentra un estado de seguridad de vida en el sentido “Y-Y”.

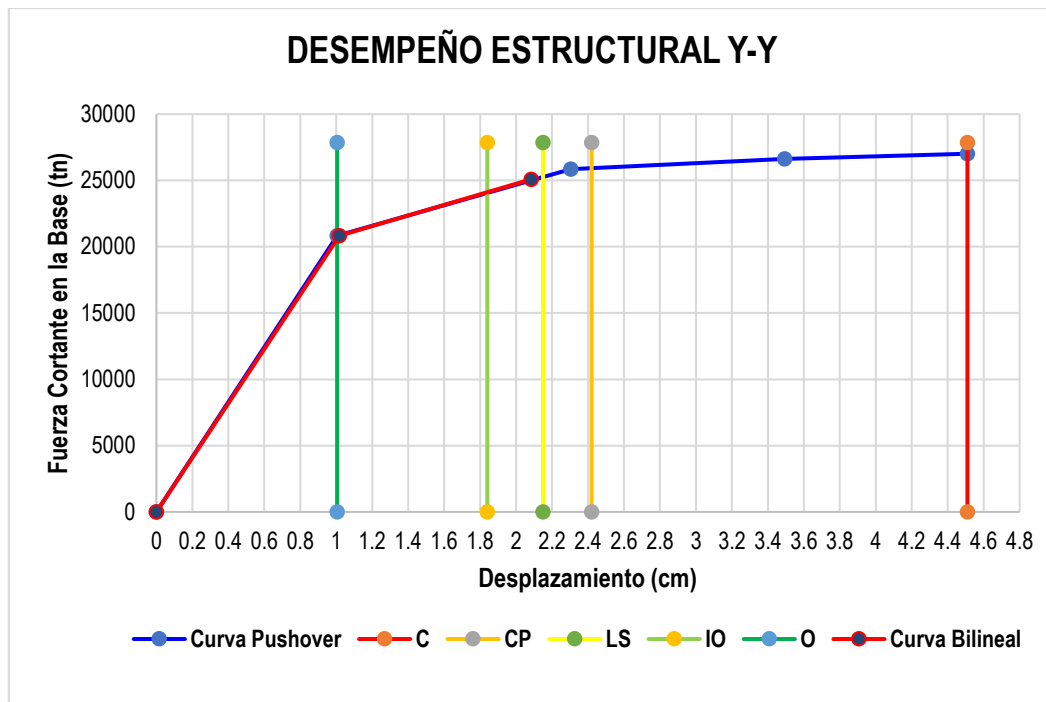


Figura 14. Desempeño de la estructura Dirc. "Y-Y".

El seccionamiento de niveles de desempeño nos muestra para un nivel de estado operacional un desplazamiento de 1.005 cm, para un nivel de ocupación inmediata un desplazamiento de 1.84cm, para un estado de seguridad de vida un desplazamiento de 2.15 cm, para un nivel de prevención de colapso un desplazamiento de 2.42 cm, para un nivel de colapso un desplazamiento de 4.51 cm, respectivamente para el edificio de albañilería confinada.

El desplazamiento se determinó con la siguiente expresión:

$$\delta = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{Te^2}{4\pi^2} * g$$

δ = Desplazamiento objetivo

$C0$ = Factor de modificación que junta el desplazamiento espectral de un sistema SDOF equivalente con el desplazamiento del techo del sistema MDOF del edificio calculado

C_1 = Factor de modificación para relacionar el máximo desplazamiento inelástico y los calculados en una respuesta elástica lineal. Este no es mayor a 1.5 ni menor a 1

C_2 = Factor de modificación para representar la forma histerética ajustada, disminución de la rigidez y la pérdida de la resistencia máxima de desplazamiento.

S_a = aceleración espectral

T_e = Periodo efectivo fundamental

g = gravedad

Contraste de hipótesis

Hipótesis general, existe la relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y el diseño sismorresistente en las viviendas de albañilería confinada en la Provincia de Chincha, para poder comprobar la hipótesis se determinó el índice de daño esperado o también conocida la curva de vulnerabilidad que resultó un 70% en el sentido "X", 67% en el sentido "Y" que efectivamente muestra un gran porcentaje de vulnerabilidad sísmica.

La primera hipótesis específica existe la relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y el análisis sísmico, para poder comprobar la hipótesis se determinó las distorsiones laterales de la estructura de albañilería que muestra poca vulnerabilidad por que los desplazamientos laterales están controlados mediante la norma E-030

La segunda hipótesis específica existe la relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y la curva de capacidad, para poder comprobar la hipótesis se determinó los desplazamientos máximos en ambos sentidos de la estructura de albañilería que muestra un desplazamiento alto lo cual induce a una vulnerabilidad alta.

La tercera hipótesis específica existe la relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y el desempeño estructural, para poder comprobar la hipótesis se determinó el desplazamiento objetivo y los niveles de daño lo cual resulta un desplazamiento objetivo en un nivel de daño de prevención de colapso y seguridad de vida lo que induce a una vulnerabilidad alta.

El coeficiente correlación de la investigación

Objetivo general, la correlación entre la vulnerabilidad sísmica y el diseño sismorresistente si existe porque mi R2 es mayor a 0.5

Vulnerabilidad sísmica	Diseño Sismorresistente
X	Y
0.19	4.51
0.56	2.42
0.94	2.15
1	1.84

Fuente: Elaboración Propia.

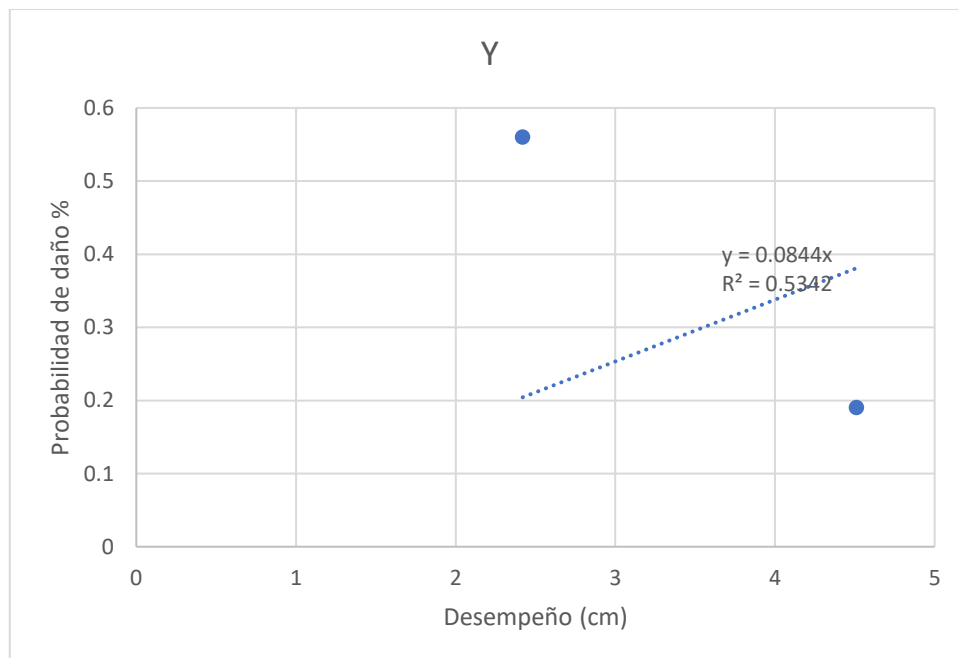


Ilustración 1 Correlación entre la Vulnerabilidad sísmica y el Diseño Sismorresistente X

Vulnerabilidad sísmica	Diseño Sismorresistente
X	Y
0.23	9.77
0.62	5.06
0.97	4.47
1	3.76

Fuente: Elaboración Propia.

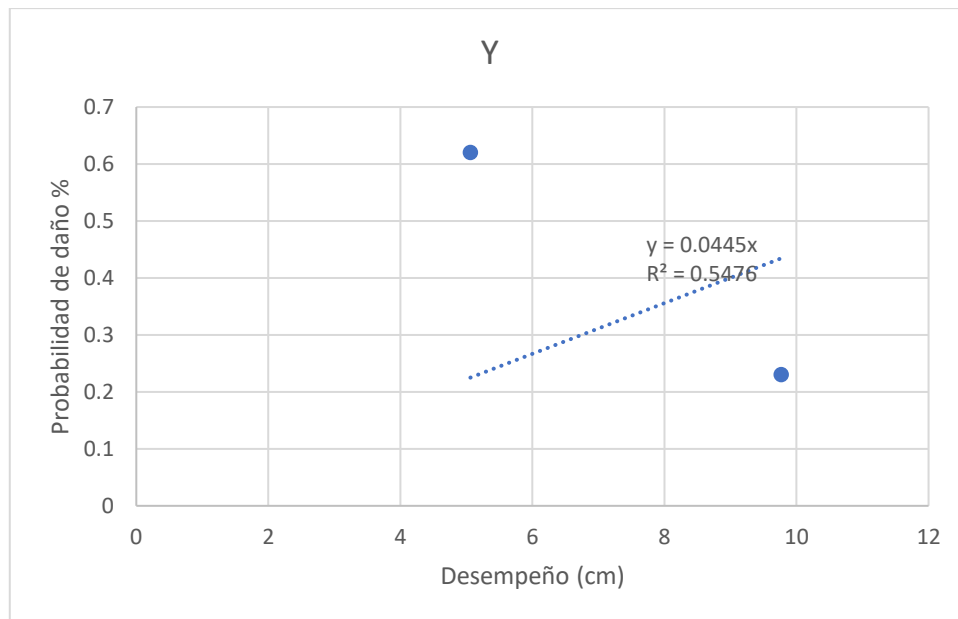


Ilustración 2 Correlación entre la Vulnerabilidad sísmica y el Diseño Sismorresistente Y

Objetivo específico Correlación entre la Vulnerabilidad sísmica y el Análisis Sísmico

Vulnerabilidad sísmica	Análisis Sísmico
X	Y
0.7	0.003
0.67	0.0006

Fuente: Elaboración Propia

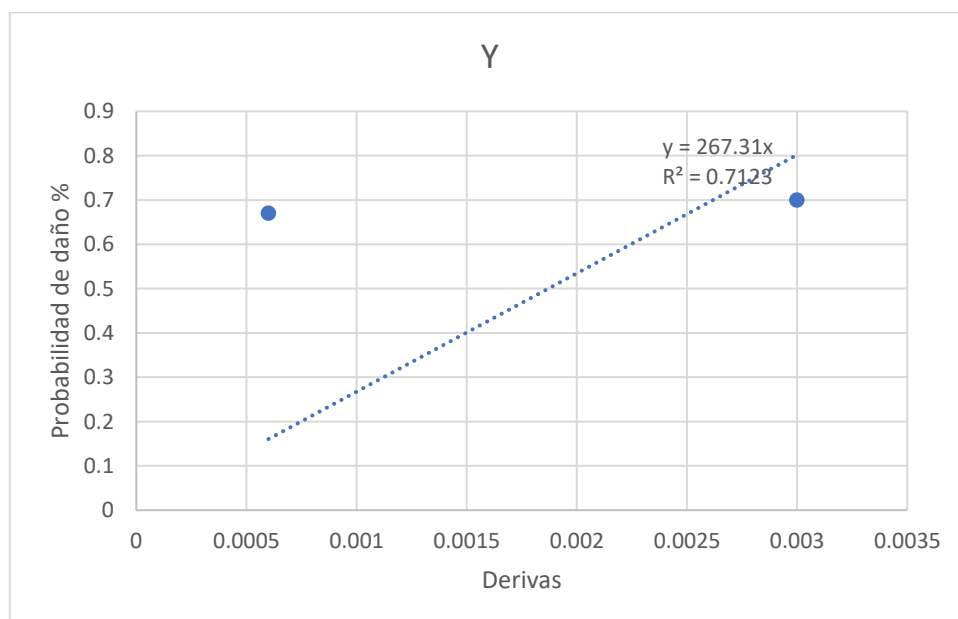


Ilustración 3 Correlación entre la Vulnerabilidad sísmica y el Análisis Sísmico

Objetivo específico Correlación entre la *Vulnerabilidad sísmica* y la *Curva de Capacidad*

Vulnerabilidad sísmica	Curva de Capacidad
X	Y
0.7	4.51
0.67	9.77

Fuente: Elaboración Propia.

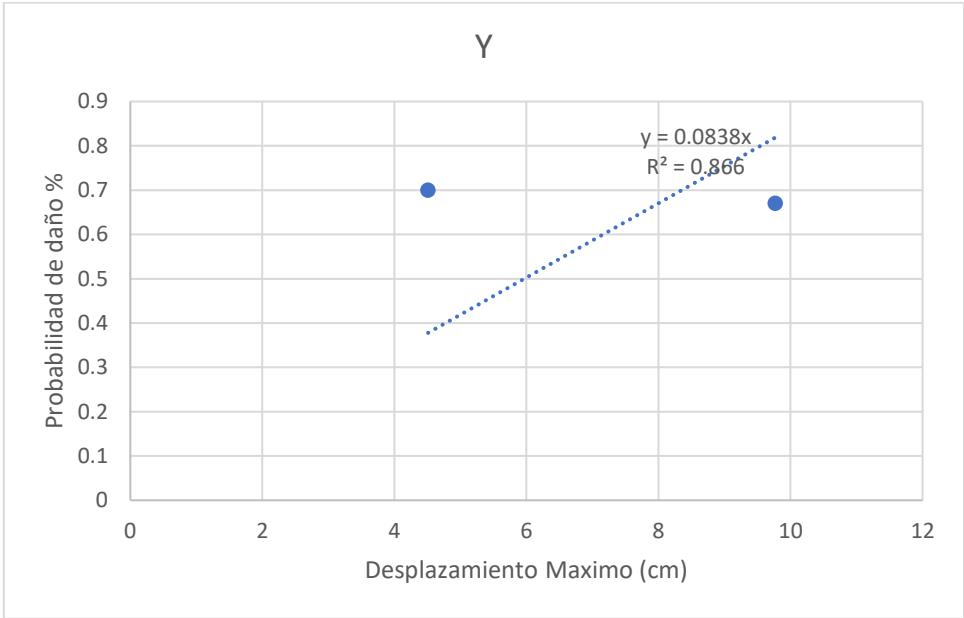


Ilustración 4 Correlación entre la Vulnerabilidad sísmica y la Curva de Capacidad

Objetivo específico Correlación entre la *Vulnerabilidad sísmica* y el *Desempeño Sísmico*

Vulnerabilidad sísmica	Desempeño Estructural
X	Y
0.7	2.08
0.67	4.92

Fuente: Elaboración Propia.

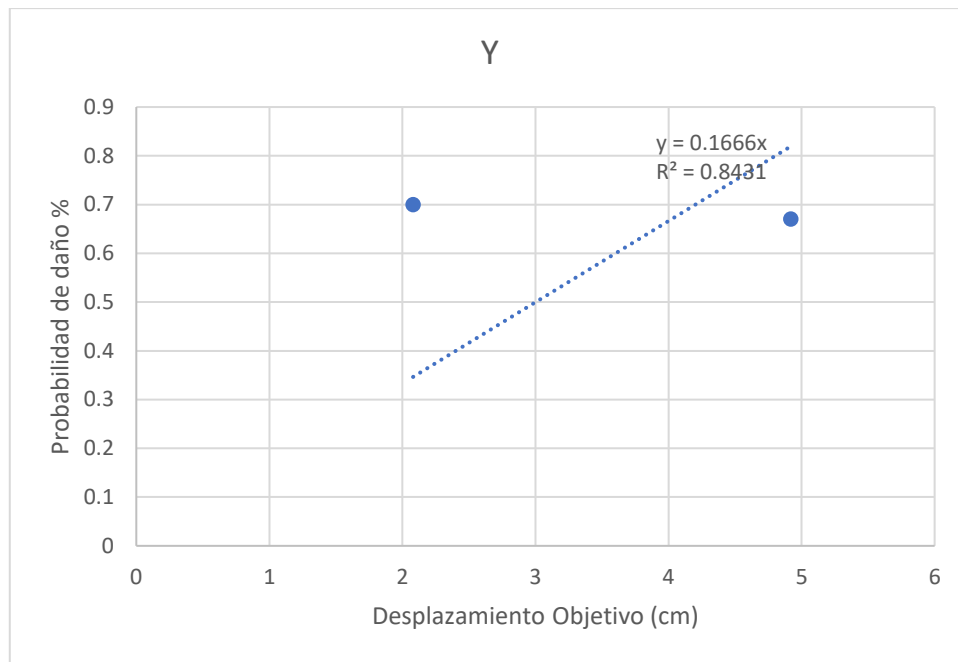


Ilustración 5 Correlación entre la Vulnerabilidad sísmica y el Desempeño Sísmico

V. DISCUSIÓN

1. La presente investigación tiene como objetivo general determinar el grado de vulnerabilidad sísmica con relación al diseño sismorresistente, la cual se logró determinar de acuerdo con el método de Mosqueira y Tarque, planteado en un rango numérico de 1 a 1.4 se considera una vulnerabilidad baja, de 1.5 a 2.1 se considera una vulnerabilidad media, 2.2 a 3 se considera una vulnerabilidad alta, en el análisis de la vulnerabilidad sísmica, se comprobó que esta estructura presenta una vulnerabilidad alta con un valor numérico de 2.3 lo que cumple con la hipótesis que se planteó al principio, en la investigación planteada por Salazar (2018), Vulnerabilidad sísmica de las estructuras de albañilería en la ciudad de Jesús, donde propuso conocer la vulnerabilidad sísmica de 30 edificios de albañilería en la ciudad de Jesús – Cajamarca, determino la vulnerabilidad mediante el método de Mosqueira y Tarque lo cual logro obtener un alto grado de vulnerabilidad sísmica, donde un 47 % de las estructuras de albañilería exponen una vulnerabilidad sísmica alta ante el evento sísmico de fuerte intensidad. lo cual tiene similitud en los resultados de nuestra investigación para la vulnerabilidad sísmica, ya que el edificio de albañilería en la Ciudad de Chinchá tuvo el grado de vulnerabilidad alta.

Las curvas de fragilidad de la estructura en albañilería que muestra el grado de vulnerabilidad para diferentes estados de daño se comprobó que la estructura muestra un estado de daño de 23% en la probabilidad de colapso en el sentido “x-x” y un 19% en el sentido “Y-Y” ante un sismo considerable, lo cual difiere con la tesis elaborada de los investigadores Llacutipa y Winder (2019), donde tienen como fin, evaluar la vulnerabilidad sísmica a través de curvas de fragilidad de viviendas comunes de albañilería de la ciudad de Juliaca departamento de Juliaca siguiendo los lineamientos de la norma Hazus, determinaron que la vulnerabilidad sísmica en las estructuras de albañilería de 3 niveles representa un 9.98% y 13.80% en una probabilidad de colapso respectivamente los cual difiere con la mínima diferencia en el sentido “x” y con una considerable diferencia en el sentido “Y-Y” con el resultado de nuestra investigación.

2. Uno de los objetivos específicos es determinar la relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y el análisis sísmico, en el análisis modal espectral se procedió primero conocer el pesaje total en la vivienda de 622.29 tn, luego se obtuvo el cortante estático de 114.772 tnf, también se calculó la cortante dinámico de 92.42 tnf en el sentido “x” 97.46 tnf en el sentido “Y” y unos desplazamientos absolutos de 0.003327 en el sentido “X” 0.000623 en el sentido “Y” obteniendo un periodo predominante de la vivienda de 0.293 seg.” en la tesis presentada por Rosario y Joel (2019), en la que propuso analizar el desempeño sismo-resistente de viviendas de albañilería confinada construidas de manera informal en el distrito de Chancay – Lima siguiendo estos requerimientos conforme a la norma E-030 mediante el cual calculo el peso de la estructura 574.86 tn, la cual difiere con el resultado de esta investigación, también se calculó la cortante dinámico en la base, de 231 tnf, lo cual difiere con nuestro resultado de esta investigación para una edificación de albañilería de tres niveles, también se calculó la cortante dinámico en la base de 162.84 tnf en el sentido “x” 180 tnf en el sentido “Y” lo que también difiere con nuestro resultado en el análisis estático, los desplazamientos es de 0.000372 en el sentido “Y” 0.000218 en el sentido “x” lo cual difiere con nuestro resultado de esta investigación, también calculo el periodo predominante de la vivienda de 0.2418 seg, los cual también difiere con nuestro resultado obtenidos.
3. El segundo objetivo específico es determinar la relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y la curva de capacidad, se obtuvo la curva Pushover de la vivienda con un desplazamiento igual a 9.77cm con una cortante en la base 224.27.09 tnf en la dirección “x” y un desplazamiento igual a 4.51 cm con una cortante en la base de 270.09 tnf en el sentido “Y”, en la tesis presentada por Rosario y Joel (2019), realizo el análisis estático no lineal de la vivienda de albañilería, se determinó que la estructura de albañilería obtuvo desplazamiento máximo de 5.9 cm, con una cortante en la base de 342.99 ton en la sentido “Y” y en la sentido “x” logra un desplazamiento máximo de 14.35 cm con una cortante en la base de 568. 80 ton demostrando que la dirección x muestra un mal comportamiento que la dirección Y, lo cual difiere con nuestros resultados obtenidos.

4. El tercer objetivo es determinar la relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y el desempeño estructural, el desempeño en la vivienda a través de la curva bilineal tiene como respuesta de 4.92 cm, con una cortante en la base de 181.627 tnf en el sentido “x” y un desplazamiento máximo de “Y” de 2.08 cm, con una cortante en la base de 250.80, en cuanto a los niveles de desempeño se obtuvo para un nivel operacional un desplazamiento de 1.88 cm, para un nivel de ocupación inmediata un desplazamiento de 3.76 cm, para un estado de seguridad de vida un desplazamiento de 4.47 cm, para un nivel de prevención de colapso un desplazamiento de 5.06 cm, para un nivel de colapso un desplazamiento de 9.77 cm en sentido “x-x” y en el otro sentido “Y-Y” un nivel de estado operacional un desplazamiento de 1.005 cm, para un nivel de ocupación inmediata un desplazamiento de 1.84 cm, para un estado de seguridad de vida un desplazamiento de 2.15 cm, para un nivel de prevención de colapso un desplazamiento de 2.42 cm, para un nivel de colapso un desplazamiento de 4.51 cm, respectivamente, en la tesis presentada por Rosario y Joel (2019), se logró conocer el performance point a través del procedimiento de espectro de capacidad planteada por ATC-40, y para conocer los estados de desempeño se inclinó por la propuesta de visión 2000, mediante estas normas internacionales, el desempeño obtenido es de 3.33 cm en sentido “x” 2.8 cm en sentido “Y”, en cuanto a los niveles de desempeño para el estado operacional la longitud es de 3.338cm, para el estado de seguridad se tiene una longitud máxima de 4.769 cm y finalmente para un estado de colapso se tiene el valor de 11.242 cm, en el sentido “x” el estado operacional la longitud es de 1.3 cm, para el estado de seguridad se tiene una longitud tiene un valor de 3.533 cm, en cuanto el estado de ocupación inmediata la longitud es de 1.857 cm y finalmente para el nivel de estabilidad estructural la distancia limite el valor es de 7.841 cm en el sentido “Y”, lo cual discrepa con las respuesta obtenidas en nuestra tesis, ya que para la sentido x la vivienda muestra un estado de desempeño funcional lo que difiere con nuestro resultados obtenidos.

VI. CONCLUSIONES

1. La vulnerabilidad sísmica se manejó en un rango, de 1.5 a 2.1 para una vulnerabilidad baja, se considera una vulnerabilidad media, 2.2 a 3 se considera una vulnerabilidad alta, para conocer la vulnerabilidad sísmica de albañilería, se comprobó que la estructura presenta una vulnerabilidad alta con un valor numérico de 2.3 lo que cumple con la hipótesis que se planteó al principio.

La probabilidad de daño a través de curvas de fragilidad de la estructura de albañilería que muestra el grado de vulnerabilidad para diferentes estados de daño se comprobó que la estructura muestra un estado de daño de 23% en la probabilidad de colapso en el sentido “x-x” y un 19% en el sentido “Y-Y” ante un sismo considerable.

2. Se concluye con respecto a la vulnerabilidad sísmica de albañilería confinada mediante el análisis sísmico se determinó el peso total de la vivienda de 622.29 tn, la cortante estático en la base es 114.772 tnf, la cortante dinámico de 92.42 tnf en el sentido “x” 97.46 tnf en el sentido “Y” y unos desplazamientos absolutos de 0.003327 en el sentido “X” 0.000623 en el sentido “Y” el periodo predominante de la vivienda tiene un valor de 0.293 seg.”
3. En el análisis Pushover se obtuvo la curva Pushover de la vivienda con un desplazamiento de 9.77 cm una cortante en la base de 224.27.09 tnf en la dirección “x” y una longitud de 4.51 cm una cortante en la base de 270.09 tnf en la dirección “Y”, estos resultados hacen vulnerable a la estructura de albañilería
4. El desempeño estructural tiene un desplazamiento objetivo de 4.92 cm con una cortante en la base de 181..627 tnf en el sentido “x” y un desplazamiento objetivo de “Y” de 2.08 cm con una cortante en la base de 250.80, para un nivel operacional un deslazamiento de 1.88 cm, lo que relaciona la

vulnerabilidad con los niveles de daño, para un nivel de ocupación inmediata un desplazamiento de 3.76 cm, para un estado de seguridad de vida un desplazamiento de 4.47 cm, para un nivel de prevención de colapso un desplazamiento de 5.06 cm, para un nivel de colapso un desplazamiento de 9.77 cm en sentido “x-x” y en el otro sentido “Y-Y” un nivel de estado operacional un desplazamiento de 1.005 cm, para un nivel de ocupación inmediata un desplazamiento de 1.84 cm, para un estado de seguridad de vida un desplazamiento de 2.15 cm, para un nivel de prevención de colapso un desplazamiento de 2.42 cm, para un nivel de colapso un desplazamiento de 4.51 cm.

VII. RECOMENDACIONES

1. Es recomendable realizar el procedimiento de la Unión Europea para conocer la vulnerabilidad sísmica, para conocer el estado situacional del grado de vulnerabilidad sísmica de la edificación de albañilería en la provincia de Chíncha y si bien es cierto si realizamos un análisis satisfactorio modal espectral lo que contempla la norma E-030, se desconoce el grado de vulnerabilidad y los niveles de desempeño los cuales nos indica si debemos evacuar tras un evento sísmico.
2. Las recomendaciones para el diseño sismo-resistente de albañilería confinada es utilizar el tipo de suelo mediante un estudio de mecánica de suelos o información que haga validar el tipo de suelo de la zona a diseñar, también se recomienda no modelar las columnas de los muros portantes de albañilería confinada en el programa Etabs.
3. Para el análisis no estático no lineal se recomienda utilizar los niveles de desempeño realizados por ensayos experimentales de edificios de albañilería confinada del Cismid que están plasmadas en el trabajo de investigación del Dr. Guillermo Huaco, para viviendas de albañilería en Perú.
4. Las curvas de fragilidad para muros de albañilería están limitadas en la norma Hazus, ya que no está definido el factor Media " β_{sd} " ni tampoco la desviación estándar " β_{ds} " para estructuras de albañilería, por esa razón se recomienda realizarlo mediante el método de la Unión Europea.

REFERENCIAS

- GALLEGOS, Héctor y CASABONNE, Carlos. Albañilería Estructural. 2° ed. Pontifica Universidad Católica del Perú, 2005. ISBN: 9972427544
- MALDONADO, Esperanza y CHIO CHO, Gustavo. Vulnerabilidad Sísmica en Centros Urbanos. 1° ed. Universidad Industrial del Santander, España, 2010. ISBN: 9584437356.
- ABANTO, Flavio, Análisis y diseño de Edificaciones de albañilería 2° ed. San Marcos, Lima, 2017. ISBN 9786123154103
- SANTANA, Ronald, Ingeniería Antisísmico 1° ed. Huancayo, 2013. ISBN 9786120013229.
- SAN BARTOLOME, Ángel QUIUN, Daniel y SILVA, Wilson. Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería, 1° ed. Pontifica Universidad Católica del Perú, 2011. ISBN 9789972429569.
- GALLEGO, Mauricio y SARRIA, Alberto. EL concreto y los Terremotos Conceptos, comportamiento, patología y Rehabilitación, 2° ed. Asociación Colombiana productores de Concreto. 2010. ISBN 9589737194
- LESUR, Luis, Albañilería y autoconstrucción I 1° ed. Trillas. 2004. ISBN 9682456975
- VARGAS, Y.F, PUJADES, L.G, BARBAT A.H, y HURTADO, J.E, Métodos Numéricos para calculo y Diseño en Ingeniería España, 33(3). Mayo 2013. ISSN: 0213-1315.
- REVISTA An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Spain, 1(4). September 2004. EVK4-CT- 2000-00014.
- VAN DE LINDT, John Journal of Structural Engineering. EE. UU, 139(8). Agosto 2013.ISSN: 0733-9445.
- MELI, Roberto, BRZEV, Svetlana, ASTROZA, Maximiliano, BOEN, Teddy, CRISAFULLI, Francisco, DAI, Junwu, FARSI, Mohammed, HART, Tim, MEBARKI, Ahmed, MOGHADAM, A.S, QUIUN, Daniel, TOMAZEVIC, MIHA, y YAMIN Luis, Seismic Design Guide For Low-Rise Confined Masonry Buildings. California, Agosto 2011 ISBN: 9781932884562

- ASTROZA, Maximiliano, y SCHIMDT, Andrés, Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. MEXICO, 1(14). 2007. ISSN 0185092X
- BUSTAMANT, Waldo, BOBADILLA, Benjamín, SAELZER, Gerardo y VIDAL, Sergio Uso eficiente de la energía en edificios habitacionales mejoramiento térmico de muros de albañilería de ladrillos cerámicos. Chile, 4(2), 2005 ISSN 07177925.
- VIELMA, Joshep, BARBAT, Alex & Oller, S. Seguridad sísmica de estructuras de baja ductilidad utilizadas en España. 8(135) 2010. Disponible en <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9127-4>.
- STEVEN L, HARRIS Jhon, SATTAR, Siamak, SPEICHER, Matthew y WONG, Kevin, Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design California. (2017). Disponible <https://nvlpubs.nist.gov/nistpubs/gcr/2017/NIST.GCR.17-917-45.pdf>
- POURSHA, Mehdi, KHOSHNOUDIAN, Faramarz A.S, Moghadam, A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings, Engineering Structures, 31(2), 2009, ISSN 0141-0296.
- MWAIFY, A.M, ELNASHAI, A.S Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings, Engineering Structures, 23(5). 2001, ISSN 0141-0296.
- VARGAS YF, PUJADES LG, BARBAT AH, HURTADO JE. Análisis dinámico incremental y análisis de empuje de edificios. Una comparación probabilística, 1(26). Spain 2011 ISBN 978-94-007-5134-7
- KIM, Sun-Pil, KURAMA, Yahya C, An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands, Engineering Structures, 30(12), 2008, ISSN 0141-0296.
- VIELMA, J, BARBAT, A.H, y OLLER, S, Comportamiento sísmico de edificios con pisos de losas reticuladas, España, 162(3), 2015. ISSN 09650911
- MATA, P. OLLER, S. BARBAT, A.H, Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behavior, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 196(45–48), 2007. ISSN 0045-7825,

- VAMVATSIKOS, Dimitrios, y CORNELL, Allin, Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Spain. 31(3). 2002. ISSN 0098-8847.
- YANG LIU, J.S. KUANG, Huang, ZIXIONG Guo, XUEYING Wang, Spectrum-based pushover analysis for the quick seismic demand estimation of reinforced concrete shear walls, Structures, 1(27), 2020, ISSN 2352-0124.
- VARGAS, Y.F, PUJADES L.G, BARBAT, A.H y HURTADO, J.E, Análisis dinámico Incremental y análisis de empuje de edificios, una comparación probabilística, España, 26(1). 2007 ISBN 9789400751330.
- BARBAT. A.H, PUJADES, Luis, LENTADA, Nieves, y MORENO, Rosangel, Corrigendum to “Seismic damage evaluation in urban areas using a capacity spectrum-based method, Spain, 30(8). 2010. ISSN 02677261.
- A.H.-S. Ang, D. de Leon, - Systematic determination of seismic safety levels for design of R/C buildings, Spain: The Role of Engineering and Technology, 1(63) 1995, ISBN 9780080419206.
- ARASH Rooshenas, comparing pushover methods for irregular high-rise structures, partially infilled with masonry panels, Structures, Spain 1(28), 2020. ISSN 2352-0124.
- HURTADO, J.E y BARBAT, A.H, Monografías de Ingeniería Sísmica, Modelación estocástica de la acción Sísmica, España, 2009 1(1), ISSN 11343249.
- VASILOPOULOS, A.A, y KAMARIS, G.S, Seismic design of space steel frames using advanced static inelastic (pushover) analysis, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Spain 1(137), 2020, ISSN 0267-7261.
- MOHAMMAD S. BIRZHANDI, Amir M. HALABIAN, Fast fragility analysis of plan-asymmetric structures considering soil-structure interaction using flexible base 2 degrees of freedom Modal Pushover Analysis (F2MPA), Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Spain 1(138), 2020, ISSN 0267-7261
- WANG, Zijun, Martinez-Vazquez, Pedro, y ZHAO Boming, Pushover analysis of structures subjected to combined actions of earthquake and wind, Engineering Structures, Spain, 1(221), 2020, ISSN 0141-0296

- GRIGORIOS E, y MANOUKAS, Evaluation of a multimode pushover procedure for asymmetric in plan and non-regular in elevation R/C buildings, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Spain, 1(115), 2018, ISSN 0267-7261.
- FAYAZ, R, ROFOOEI, M.R. Mirjalili, Dynamic-based pushover analysis for one-way plan-asymmetric buildings, Engineering Structures, Spain 2018 1(163). ISSN 0141-0296.
- PACHIDDEH, Ghasem, GHOLHAKI, Majid y SAEDI DARYAN, Amir Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis, Structures, Spain, 2019, 1(20). ISSN 2352-0124.
- HOGAN, L.S, GIONGO, I, WALSH, K.Q, INGHAM, J.M y DIZHUR, D, Full-scale Experimental Pushover Testing of an Existing URM Building, Structures, Spain, 2018 1(15), ISSN 2352-0124.
- YACILA, Jhair, CAMATA, Guido, SALSAVILCA, Jhoselyn y TARQUE, Nicola Pushover analysis of confined masonry walls using a 3D macro-modelling approach, Engineering Structures, Lima, 2019 1(201), ISSN 0141-0296.
- ADIBE Aşıkoğlu, VASCONCELOS, Graça. LOURENCO, Paulo B, y PANTO, Bartolomeo, Pushover analysis of unreinforced irregular masonry buildings: Lessons from different modeling approaches, Engineering Structures, London 2020, 1(218), ISSN 0141-0296,
- PANANDIKAR, Neena (Hede), y NARAYAN, K.S. Babu, Sensitivity of Pushover Curve to Material and Geometric Modelling—An Analytical Investigation, Structures, India 2015, 1(2), ISSN 2352-0124.
- POURSHA, Mehdi, KHOSHNOUDIAN, Faramarz, MOGHADAM, A consecutive modal pushover procedure for nonlinear static analysis of one-way unsymmetric-plan tall building structures, Engineering Structures, Iran, 2011, 33(9), ISSN 0141-0296.
- ABBASNIA, Reza, TAJIK, Alireza, MOHAMMAD M, Davoudi, y MADDAH, An, adaptive pushover procedure based on effective modal mass combination rule, Engineering Structures, Iran, 2013, 1(52), ISSN 0141-0296.

ANEXOS

Matriz de Consistencia:

Título: Vulnerabilidad sísmica y diseño sismorresistente en un edificio de albañilería confinada en la Provincia de Chincha 2021

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables		Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Dependiente	Vulnerabilidad sísmica	Vulnerabilidad sísmica	<ul style="list-style-type: none"> Curvas de Fragilidad Grado de Vulnerabilidad 	Calculo
¿Cuál es la relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y el diseño sismorresistente?	Determinar el grado de vulnerabilidad sísmica con relación al diseño sismorresistente	Existe una relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y el diseño sismorresistente					
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipótesis específicas	Independiente	Diseño Sismorresistente	Análisis Sísmico	<ul style="list-style-type: none"> Análisis estático Análisis modal espectral 	Software Etabs
¿Cuál es la relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y el análisis sísmico?	Determinar a relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y el análisis sísmico	Existe una relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y el análisis sísmico					
¿Cuál es la relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y la Curva de Capacidad?	Determinar a relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y la Curva de Capacidad	Existe una relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y la Curva de Capacidad			Curva de Capacidad	<ul style="list-style-type: none"> Cortante Basal Desplazamiento lateral 	
¿Cuál es la relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y el Desempeño Estructural?	Determinar a relación que existe entre la vulnerabilidad sísmica y el Desempeño estructural	Existe una relación significativa entre la vulnerabilidad sísmica y el Desempeño Estructural			Desempeño Estructural	<ul style="list-style-type: none"> Carga gravitacional Espectros de demanda Curva bilineal 	

Matriz de Operacionalización

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión	Indicadores	Escala de Medición
Vulnerabilidad Sísmica	Es la sensibilidad de la estructura a ser afectada o perjudicial ante una actividad sísmica, cuando junto con las cargas de gravedad que habitan en la estructura (Felipe y Gabriel 2019, p. 9)	Para conocer el rango de vulnerabilidad sísmica del edificio de albañilería en la Provincia de Chíncha se realizará la técnica de observación a través de una ficha técnica para después aplicar la norma Hazus para calcular la función que son las curvas de Fragilidad en la edificación de albañilería confinada	Vulnerabilidad sísmica	<ul style="list-style-type: none"> • Curvas de Fragilidad • Grado de Vulnerabilidad 	Nominal

Diseño Sismorresistente	Está orientado a lograr que las estructuras cumplan la condición del estado límite del servicio cuando ocurra un sismo moderado y ante un sismo severo que la estructura no colapse (Mardely Cabrera 2018, p. 21)	A través de la ficha técnica que se empleó para identificar el estado estructural del edificio de albañilería confinada de la Ciudad de Chíncha – Ica, se llevó a la información recopilada al programa Etabs 2019 para realizar el diseño sismorresistente considerando los requisitos predeterminados en la norma E-030, el ASCE 41-13, FEMA 440 para el método Pushover	Análisis sísmico	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis estático • Análisis modal espectral 	Nominal.
			Curva de Capacidad	<ul style="list-style-type: none"> • Cortante Basal • Desplazamiento lateral 	Nominal.
			Desempeño estructural	<ul style="list-style-type: none"> • Carga gravitacional • Espectros de demanda • Curva bilineal 	Nominal.

1.- Validez del instrumento de recolección de datos.

FICHA TECNICA DE REPORTE " DIAGNOSTICO DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD SISMICA DE UNA VIVIENDA DE ALBAÑILERIA CONFINADA EN LA PROVINCIA DE CHINCHA - ICA "

I. DATOS PRINCIPALES

Fecha 25/02/2021
Departamento Ica
Provincia Chincha
Distrito Chincha Alta
Dirección San Agustín
Familia Quipe Mendoza
Asistencia Técnica
Estado Situacional

Bueno	Regular	Malo

Vivienda Albañilería confinada
N° Pisos 3
N° Miembros de Familia 1
Antigüedad de la vivienda 4 años
Modificaciones NO

II. Aspectos técnicos

Tipo de Suelo S1
Capacidad Portante 1.5

Características de los Elementos			
Ladrillo		Aligerado	
Muro	Fabricación Artesanal	Techo	Tipo Nervada
	Dimensión 13cm*24cm*		Peralte 20 cm
	Juntas 1.5 cm		Dirección 1 Dirección
	Revestimiento 1.5 cm		

Problemas generales

Problemas de ubicación

Vivienda en pendiente	-
Vivienda sobre suelo no consolidado	-
Vivienda sobre suelo de relleno	-
Vivienda en zona de deslizamiento de tierra	-

Problemas estructurales

Uniformidad y continuidad de la estructura	-
Cimientos y/o sobrecimientos inestables	-
Muros portantes sin confinar	-
Tabiquería sin arriostramiento	-

Problemas de construcción

Armaduras expuestas y corroídas	-
Simetría y configuración arquitectónica	-
Materiales / Unidades de mala calidad	-
Deficiencia en diseños y procesos constructivos	-

FICHA TECNICA DE REPORTE " DIAGNOSTICO DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD SISMICA DE UNA VIVIENDA DE ALBAÑILERIA CONFINADA EN LA PROVINCIA DE CHINCHA - ICA "

Aspectos de Peligros Potenciales naturales

Sismos	1
Huaycos	-
Deslizamiento	-
Inundaciones	-
Lluvia	1
Viento	-

LUIS NEYRA IBARRA
ING. CIVIL
Colegio de Ingenieros del Perú Reg. 20115
VERIFICADOR SUNARP
Registro CIV. N° 002757VC2RX1

Indicadores para determinar el estado actual de la vivienda de albañilería

a) Calidad de los materiales					Condición
Descripción					
Fauces en muros		Ladrillos artesanales King Kong		Agregados	
Bajo	2	Bajo	2	Bajo	2
Medio	1	Medio	1	Medio	1
Alto	1	Alto	1	Alto	1

b) Factores degradantes							
Descripción							
Eflorescencia		Humedad en muros		Corrosión en armaduras		Exposición de acero	
Bajo	2	Bajo	2	Bajo	2	Bajo	2
Medio	1	Medio	1	Medio	1	Medio	1
Alto	1	Alto	1	Alto	1	Alto	1

c) Calidad de mano de obra							
Descripción							
Segregación en elementos de concreto		Cangrejeras en elementos estructurales		Montantes de desagüe expuestos		Muros estructurales picados	
Bajo	2	Bajo	2	Bajo	2	Bajo	2
Medio	1	Medio	1	Medio	1	Medio	1
Alto	1	Alto	1	Alto	1	Alto	1

c) Calidad de mano de obra									
Descripción									
espesor de la junta de ladrillo		Conectividad columna, viga, muro		Remoción de elementos estructurales		Existencia de Losas Rígidas		Juntas sísmicas con viviendas antiguas	
Bajo	2	Bajo	2	Bajo	2	Bajo	2	Bajo	2
Medio	1	Medio	1	Medio	1	Medio	1	Medio	1
Alto	1	Alto	1	Alto	1	Alto	1	Alto	1

FICHA TÉCNICA DE REPORTE " DIAGNOSTICO DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD SISMICA DE UNA VIVIENDA DE ALBAÑILERIA CONFINADA EN LA PROVINCIA DE CHINCHA - ICA"

Calculo del estado actual de la vivienda de albañilería confinada

Estado actual de la vivienda						
Calidad de mano de obra		Calidad de los materiales		Factores degradantes de la vivienda		Promedio
Bueno	2	Bueno	2	Bueno	2	2
Regular	1	Regular	1	Regular	1	1
Malo	1	Malo	1	Malo	1	1.0

Condición Actual **1.3** Baja


LUIS NEYRA IBARRA
 ING. CIVIL
 Colegio de Ingenieros del Perú Reg. 20115
VERIFICADOR SUNARP
 Registro CIV. N° 002757VCZRXI

FICHA TECNICA DE REPORTE " DIAGNOSTICO DEL NIVEL DE VULNERABILIDAD SISMICA DE UNA VIVIENDA DE ALBAÑILERIA CONFNADA EN LA PROVINCIA DE CHINCHA - ICA"

III. Aspestos sismicos de la vivienda

3.1 Densidad de Muros:

Consideraciones Generales	
* Si $Ae/Ar = 0.80$ entonces la vivienda no tiene adecuada densidad de muros.	
* Si $Ae/Ar = 1$ entonces la vivienda tiene adecuada densidad de muros.	
* Si $0.80 < Ae/Ar < 1$ entonces se requiere calcular con mayor detalle la suma de fuerzas resistentes de la vivienda (ΣVR) y la fuerza cortante basal VE .	

Resistencia Caracteristica a Corte (Kpa) $V'm$ 510

$$VE = \frac{ZUSC}{R} \times P$$

$$Z = 0.45$$

$$U = 1$$

$$S = 1$$

$$C = 2.5$$

$$VR = 0.5 \times v'm \times \alpha \times t \times l + 0.23 \times Pg$$

$$Ar = \frac{Z.S.Att.P}{300}$$

Area Piso N°	Cortante Basal		Area de Muros		Relacion Ae/Ar Adim	Densidad Ae/Area Piso %
	P	V = ZUCSP/R	Exsistente	Requerida		
m2	tn	tn	m2	m2		
155	697	128	155	200	0.018327	19%
155	697	128	155	200	0.044621	47%

$$\frac{VE}{Ar} \approx \frac{VR}{Ae}$$

$$Ar = \frac{Z.S.Att.P}{300}$$


LUIS NEYRA IBARRA
 ING. CIVIL
 Colegio de Ingenieros del Perú Reg. 20115
VERIFICADOR SUNARP
 Registro CIV. N° 002757VCZRXI

Item	ESTABILIDAD DE TABIQUES										M-Actu	M-Resis	
Muro	Tipo	a m	b m	t tn	Pe adim	C1 adim	m	Pe	F	w	mwa tn	16.7*t^2 tn	Ma/Mr adim
M1	Tabique	2.7	3	0.14	2.279	2	0.1	225	25	0.15	0.07	0.33	0.21
M2	Tabique	2.7	2.8	0.14	2.127	2	0.1	225	25	0.14	0.06	0.33	0.20
M3	Tabique	2.7	2.6	0.14	1.975	2	0.1	225	25	0.13	0.06	0.33	0.18
M4	Tabique	2.7	2.7	0.14	2.051	2	0.1	225	25	0.14	0.06	0.33	0.19
M5	Tabique	2.7	2.9	0.14	2.203	2	0.1	225	25	0.15	0.07	0.33	0.21

Para la obtención del momento debido a la flexión perpendicular al plano del muro se emplearán procedimientos basados en teorías elásticas y líneas potenciales de falla.
El momento flector distribuido por unidad de longitud (M_s , en kg-m/m), producido por la carga sísmica "w" (ver 10.2.b), se calculará mediante la siguiente fórmula:

$$M_s = m.w.a^2 \quad (68.3)$$

donde:

m = coeficiente de momento (adimensional) indicado en la Tabla 23.

a = dimensión crítica del paño de albañilería (ver la Tabla 23), en metros.

- Si $M_a \leq M_r$, el muro es estable.

- Si $M_a > M_r$, el muro es inestable

TABLA 23

VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS " m ",
DIMENSION CRÍTICA " a " Y LÍNEAS POTENCIALES DE FALLA

CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS

a = Menor dimensión

b/a =	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	α
m =	0.0479	0.0627	0.0755	0.0862	0.0948	0.1017	0.118	0.125

Diagrama de un muro con cuatro bordes arriostrados, mostrando líneas potenciales de falla en forma de X. El muro es un rectángulo con una 'X' formada por líneas punteadas que representan las líneas de falla potenciales. Debajo del diagrama hay una etiqueta 'a'.

Diagrama de un muro con cuatro bordes arriostrados, mostrando líneas potenciales de falla en forma de X. El muro es un rectángulo con una 'X' formada por líneas punteadas que representan las líneas de falla potenciales. Debajo del diagrama hay una etiqueta 'b'.

[Firma]

LUIS NEYRA IBARRA
ING. CIVIL
Colegio de Ingenieros del Perú Reg. 20115
VERIFICADOR SUNARP
Registro CIV. N° 002757VCZRXI

2.- Datos generales de la estructura.

- Datos Generales de la estructura:

Ubicación: San Agustín

Distrito: Chincha Alta

Provincia: Chincha

Departamento: Ica

Uso: Vivienda multifamiliar

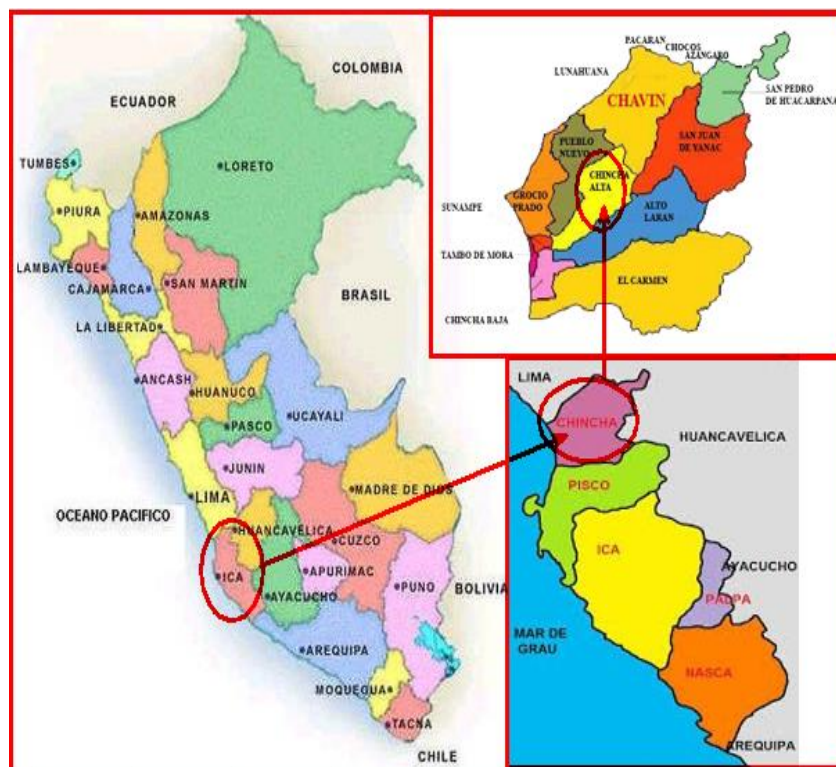


Figura 15. Ubicación Geográfica de Chincha Alta.

- Datos del material

Concreto:

Peso específico (γ_c): 2.4 tn/m³

Resistencia a la compresión (f'_c): 210 kg/cm²

Módulo de elasticidad (E_c): 2173706.512 tn/m²

Módulo de Corte (G_c): 905711.05 ton/m²

Módulo de Poisson (μ): 0.2

Albañilería confinada:

Peso específico (γ_m): 2.08 tn/m³

Resistencia a la compresión (f'_m): 65 kg/cm²

Módulo de elasticidad (E_m): 325000 tn/m²

Módulo de Corte (G_m): 130000 ton/m²

Módulo de Poisson (μ): 0.25

Formulas empleadas:

$$E'_c = 15000\sqrt{f'_c}$$

$$E'_c = 15000\sqrt{210} = 2173706.512 \text{ tn/m}^2$$

$$G'_c = \frac{E'_c}{2(\mu+1)}$$

$$G'_c = \frac{217370.6512}{2(0.2+1)} = 90711.05 \text{ tn/m}^2$$

Acero:

Fluencia del acero (f_y): 4200 kg/cm²

- Datos de la vivienda

Números de niveles: dos niveles

Altura por nivel: 2.7 m

Sistema estructural: Albañilería confinada

Área de la estructura: 155 m²

3.- Metrado de cargas:

la realización del metrado de cargas se consideró el peso específico de los materiales, el espesor de los elementos estructurales, la altura y la longitud como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 11. *Merado de Cargas.*

Carga muerta					
ELE	Long. (m)	Espesor (m)	Altura (m)	P. e (tn/m3)	Metrado
1x	2.60	0.14	2.7	2.08	2.04
2x	1.70	0.14	2.7	2.08	1.34
3x	2.18	0.14	2.7	2.08	1.71
4x	2.00	0.14	2.7	2.08	1.57
5x	1.70	0.14	2.7	2.08	1.34
6x	3.38	0.14	2.7	2.08	2.66
7x	1.85	0.14	2.7	2.08	1.45
8x	3.13	0.14	2.7	2.08	2.46
9x	1.40	0.14	2.7	2.08	1.10
10x	1.30	0.14	2.7	2.08	1.02
ELE	Long. (m)	Espesor (m)	Altura (m)	P. e (tn/m3)	Metrado
1y	8.50	0.14	2.7	2.08	6.68
2y	5.00	0.14	2.7	2.08	3.93
3y	3.15	0.14	2.7	2.08	2.48
4y	6.05	0.14	2.7	2.08	4.76
5y	2.90	0.14	2.7	2.08	2.28
6y	3.05	0.14	2.7	2.08	2.40
7y	4.55	0.14	2.7	2.08	3.58
8y	3.65	0.14	2.7	2.08	2.87
9y	3.25	0.14	2.7	2.08	2.56
10y	7.10	0.14	2.7	2.08	5.58
11y	1.25	0.14	2.7	2.08	0.98
12y	1.45	0.14	2.7	2.08	1.14
13y	1.75	0.14	2.7	2.08	1.38

					57.31
	tn/m2	m2	P. Espf		
Tabiquería	0.21	155	-		32.55
	espesor	m2	P. Espf		
Losa	0.2	155	2.4		74.4
	Coef.	m2	P. Espf		
Pt	0.1	155	2.4		37.2
Carga viva					
	coeficiente	m2	P. Espf		
CV	0.25	155	-		38.75
				CM	201.46
				CV	38.75

Fuente: Elaboración Propia.

4.- Parámetros sísmicos

Sobre carga de la tabiquería:

Para el cálculo de la sobrecarga de la tabiquería se propuso 14 kg/m2 este valor se multiplica por el espesor del muro 14 cm esto nos da un valor de 196 kg/m2, la altura del nivel es de 2.7, el espesor de la losa es de 20 cm, entonces la altura del muro es 2.5 m, lo multiplicamos por 196 kg/m2 y nos da un valor de 490 kg/m este es el peso del tabique por metro lineal, ubicamos este valor en la tabla de cargas equivalentes y nos da un valor de 0.21 tn/m2, valor que se consideró en el metrado de cargas de la tabiquería.

Peso del Tabique (kg / m)	Carga Equivalente (kg / m²)
74 o menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

Figura 16. Peso del Tabique según su carga equivalente.

Zona sísmica:

Los parámetros sísmicos empleados en la presente investigación es de 0.45g ya que está ubicada en la costa del territorio peruano perteneciente a la zona 3 según lo clasifica la norma peruana E.030.

Tabla 12. *Factor de Zona*

FACTORES DE ZONA		
ZONA	Z	UBICACIÓN
Z1	0.15	Selva
Z2	0.25	Sierra
Z3	0.35	Costa
Z4	0.45	Costa

Fuente: Norma E-030.



Figura 17. Zona Sísmica.

Tipo de suelo:

El estudio de suelos de la Provincia de chincha, distrito de Chincha Alta es de 500 m/s a 709 m/s la velocidad de onda de corte, según los ensayos que realizo el CISMID en el año 2008 a través de un estudio de investigación llamado Ciudades Sostenibles, proyecto de PNUD, la cual podemos considerar que según la Norma E-030 clasifica este tipo de suelo en un S1

Tabla Nº 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_R
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Figura 18. Clasificación de los perfiles de suelo.

Ensayo de Refracción Sísmica - Línea LS. 06										
Estrato	Velocidades		Densidad (T/m ³)	Poisson v	Modulo de Corte		Módulo Dinámico		Modulo Volumétrico	
	Vp (m/s)	Vs (m/s)			Gd (T/m ²)	Gd (MPa)	E d (T/m ²)	E d (Mpa)	Kd (T/m2)	Kd (Mpa)
1	690	392,05	1,6	0,26	25093,8	246,1	63318,346	620,900	44272,1876	434,133
2	896	517,92	1,7	0,25	46531,5	456,3	116245,757	1139,906	77222,0563	757,239
3	1227	709,25	1,8	0,25	92393,9	906,0	230820,193	2263,423	153333,854	1503,592

Figura 19. Velocidad de Onda de Corte en la Ciudad de Chincha Alta.

Tabla 13. Tipo de Suelo.

	FACTOR SUELO (S)			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z1	0.8	1	1.05	1.1
Z2	0.8	1	1.15	1.2
Z3	0.8	1	1.2	1.4
Z4	0.8	1	1.6	2

Fuente: Norma E-030.

El periodo del espectro es dado por T_p que es el periodo de la plataforma del espectro limite y T_L es el periodo donde inicia la zona espectral con desplazamientos constantes.



Figura 20. Periodo corto y Periodo Largo.

Tabla 14. Periodo T_p - T_L

	PERIODOS T_p y T_L			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p	0.3	0.4	0.6	1
T_L	3	2.5	2	1.6

Fuente: Norma E-030.

$$T < T_p$$

$$C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L$$

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L$$

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

El Uso o importancia corresponde el $U = 1$ para edificaciones de albañilería de importancia para viviendas multifamiliares

Tabla 15. *Categoría de la edificación.*

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría	Factor U	Descripción
A	1.50	Edificaciones Esenciales
B	1.3	Edificaciones Importantes
C	1	Edificaciones Comunes
D	(*)	Edificaciones Menores

Fuente: Norma E-030.

Factor de reducción R cabe de resaltar que, ante un sismo severo, podría obtenerse en los muros fuerzas cortantes últimas V_u que superen la resistencia V_m , lo que significa que el muro incurrirá en el rango inelástico, lo cual distribuye la fuerza de cortantes $V_u - V_m$ en los restos de los muros que estén unidos mediante el diafragma rígido, por lo cual el análisis elástico se efectuó ante un sismo moderado con un $R = 6$

Tabla 16. *Sistema Estructural.*

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL	Coef. De reducción "R"
Acero	
Pórticos Dúctiles con Uniones Resistentes a Momentos	9.5
Otras Estructuras de Acero	
Arriostres Excéntricos	6.5
Arriostres en Cruz	6
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6

Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma E-030.

Porcentaje de la carga viva, para una vivienda de albañilería confinada según la norma lo clasifica en la categoría “c” por lo cual se asigna un porcentaje de 25% para la estructura de albañilería confinada.

Tabla 17. *Peso Sísmico de la Edificación.*

PESO DE LA EDIFICACION		
		Porcentaje %
a	En edificaciones de las categorías A y B, se tomará un porcentaje de la carga viva	50
b	En edificaciones de las categorías C, se tomará un porcentaje de la carga viva	25
c	En depósitos, un porcentaje del peso total que es posible almacenar	80
d	En azoteas y techos en general se tomará un porcentaje de la carga viva	25
e	En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará un porcentaje de la carga que puede contener	100

Fuente: Norma E-030.

Periodo de la vivienda se calculó de la siguiente manera propuesta en la norma Peruana E-030 donde. h_n es la altura de la vivienda tomada del nivel de terreno y C_t es un coeficiente del sistema estructural.

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

$$0.135 = \frac{8.1}{60}$$

Tabla 18. Factor C según el sistema de la estructura.

Ct	=	35	solo pórticos
Ct	=	45	concreto armado
Ct	=	60	mampostería

Fuente: Norma E-030.

Fuerza cortante en la base se calculó con la siguiente expresión propuesta en la norma E-030 tanto para ambas direcciones

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) * P$$

$$116.68 = \left(\frac{0.45*1*2.5*1}{6} \right) * 622.3$$

5.- Modelo del edificio de albañilería con el programa ETABS

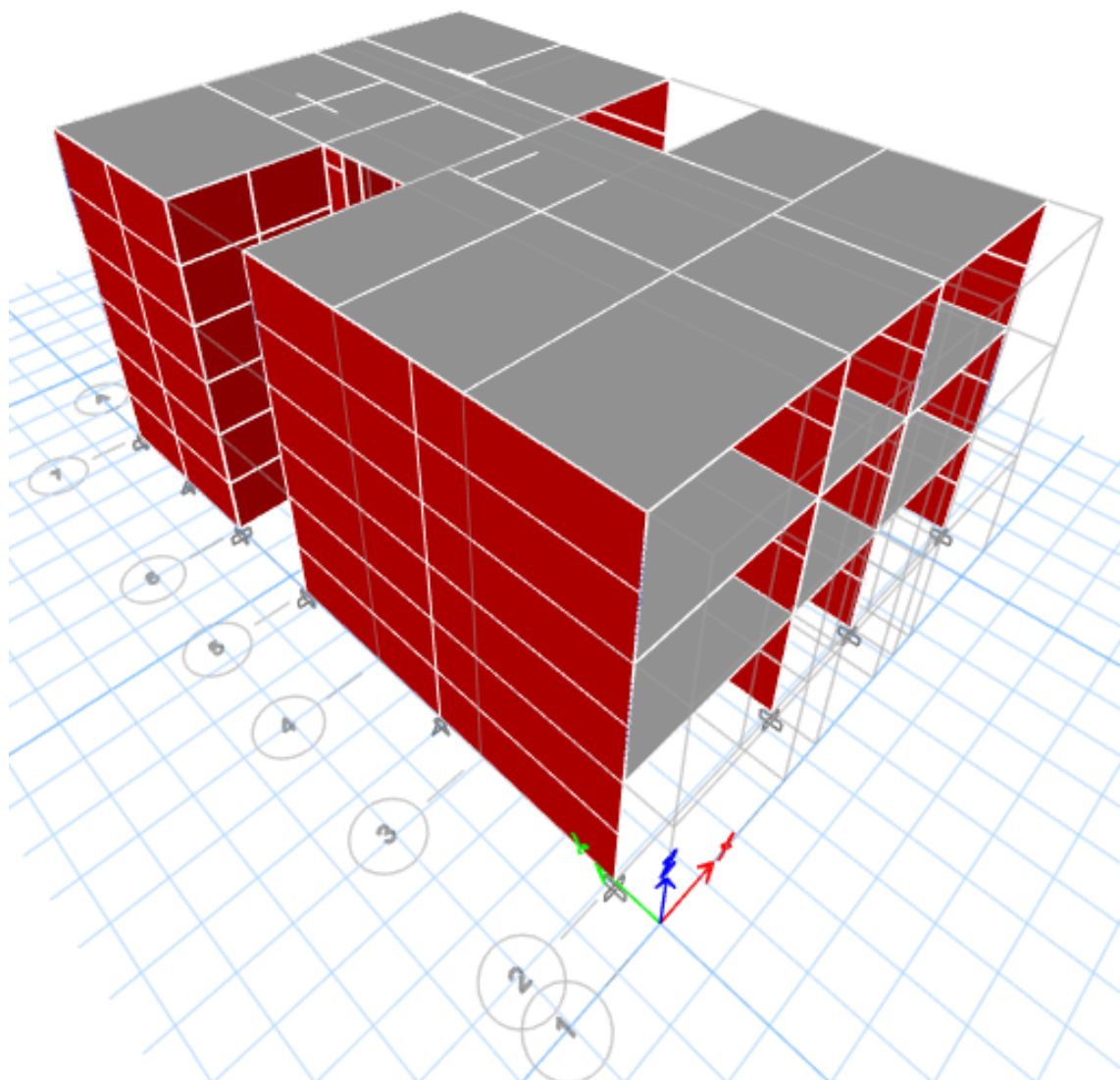


Figura 21. Modelado de la estructura de albañilería en 3D.

Muros portantes

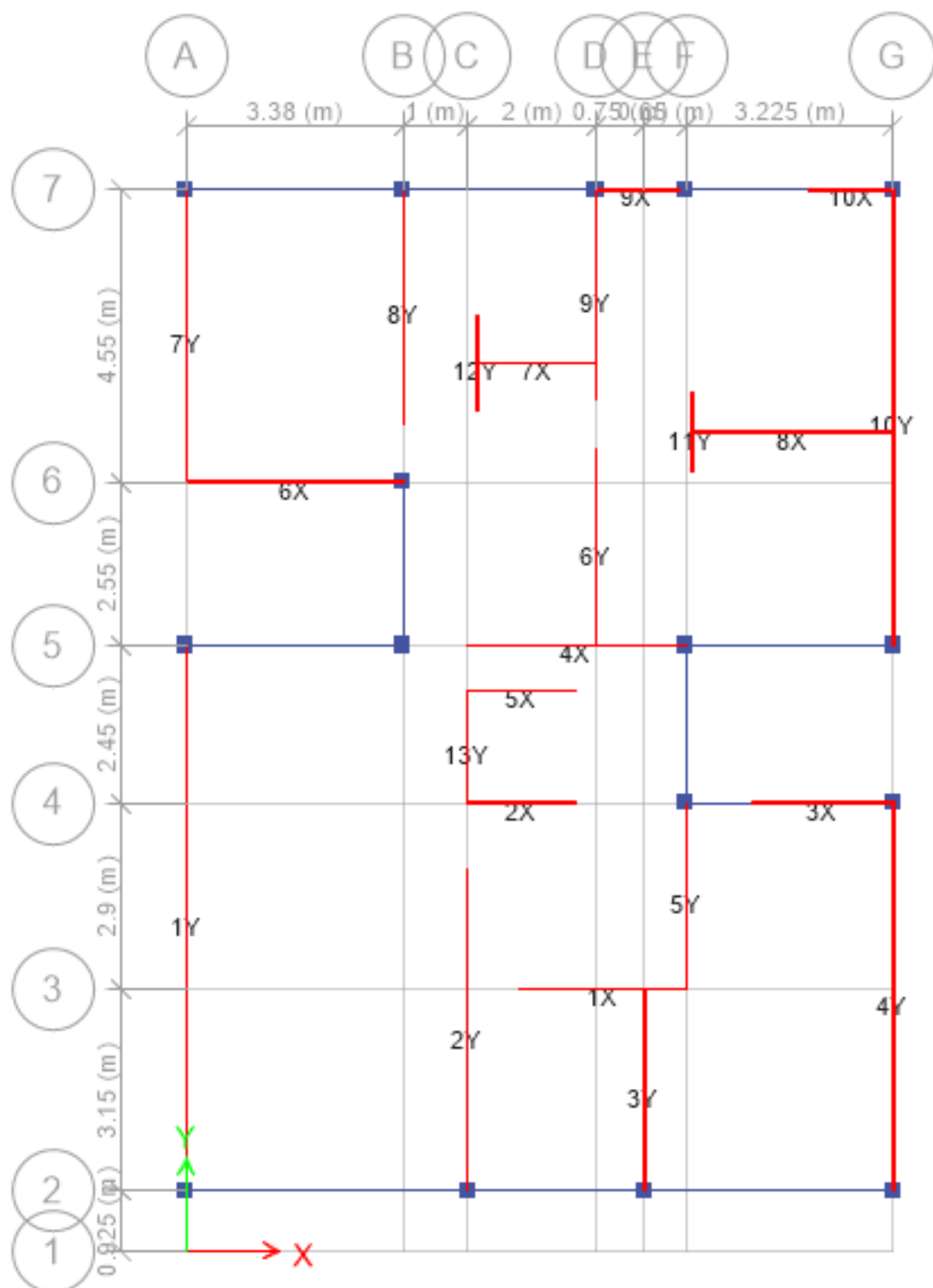


Figura 22. Muros portantes de la estructura de albañilería.

Material de albañilería

E

Material Property Data

×

General Data

Material Name

Albañilería fm = 65 kg/cm2

Material Type

Masonry

▼

Directional Symmetry Type

Isotropic

▼

Material Display Color

Change...

Material Notes

Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density
☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume

2.08

tonf/m³

Mass per Unit Volume

0.212101

tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E

325000

tonf/m²

Poisson's Ratio, U

0.25

Coefficient of Thermal Expansion, A

0.0000081

1/C

Shear Modulus, G

130000

tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data...

Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK

Cancel

Figura 23. Propiedades de la albañilería.

Datos del concreto

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: tonf/m³

Mass per Unit Volume: tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: tonf/m²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: tonf/m²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

☐ User Specified

Figura 24. Propiedades del Concreto.

Propiedad de muros portantes

E Wall Property Data ✕

General Data

Property Name	Muro = 14 cm
Property Type	Specified
Wall Material	Albañilería f'm = 65 kg/cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	0.14 m
-----------	--------

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

Figura 25. Propiedad del muro de albañilería.

Propiedad de la losa aligerada

E Slab Property Data ✕

General Data

Property Name	<input type="text" value="Losa 20 cm"/>
Slab Material	Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ▼ ...
Notional Size Data	<input type="button" value="Modify/Show Notional Size..."/>
Modeling Type	Membrane ▼
Modifiers (Currently Default)	<input type="button" value="Modify/Show..."/>
Display Color	<input type="button" value="Change..."/>
Property Notes	<input type="button" value="Modify/Show..."/>

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type	Slab ▼
Thickness	<input type="text" value="0.2"/> m

Figura 26. Propiedades de la losa Aligerada.

Patrones de cargas

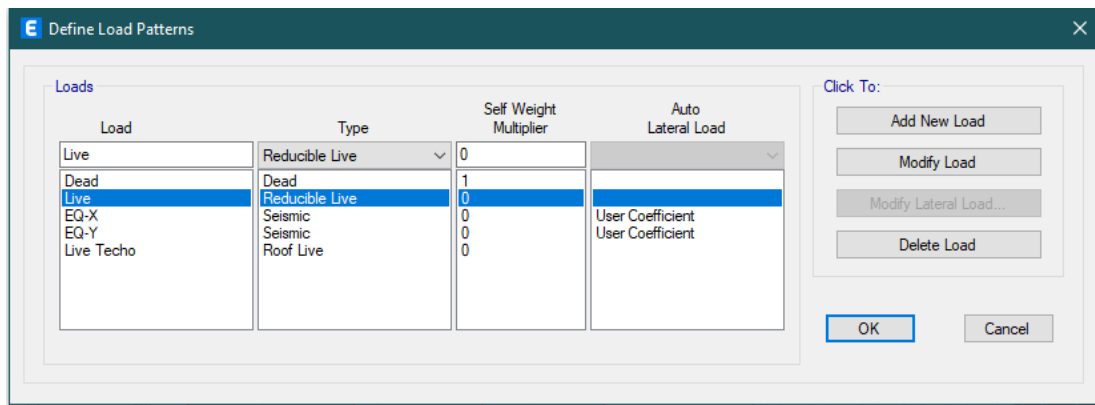


Figura 27. Patrones de Carga de la Estructura.

Sismo estático en X

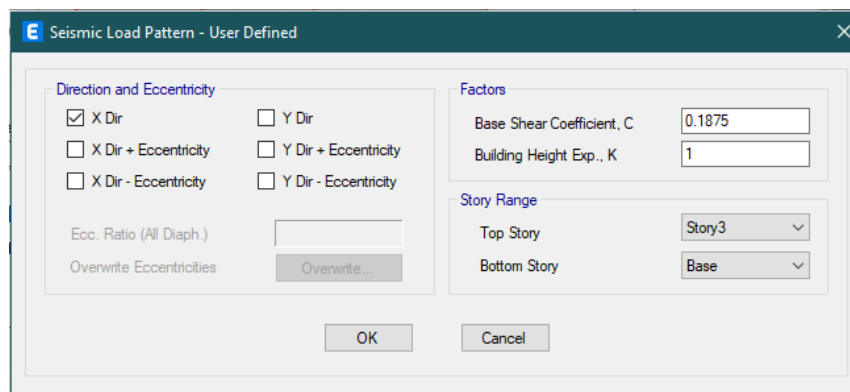


Figura 28. Sismo Estático en Dirc. "X-X".

Sismo estático en Y

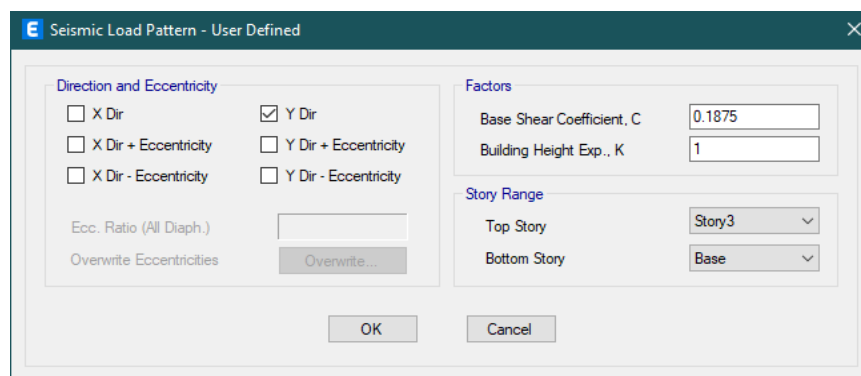


Figura 29. Sismo Estático en Dirc. "Y-Y".

Espectro de diseño

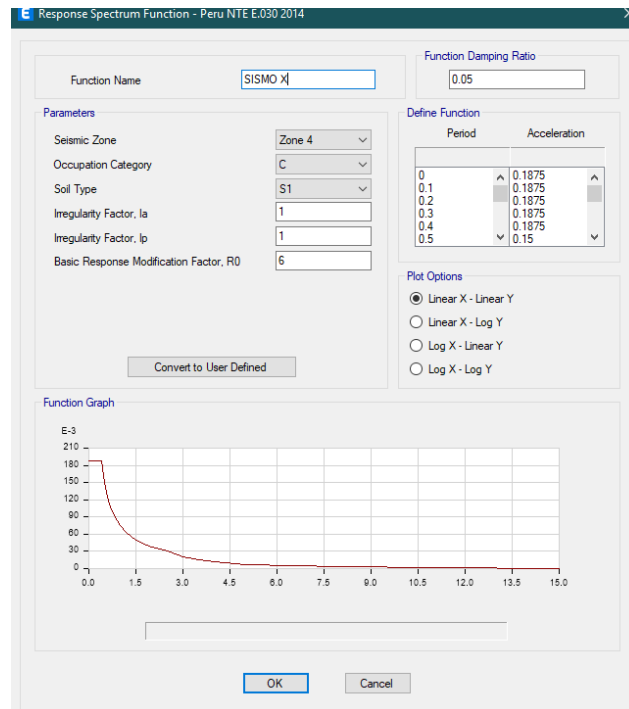


Figura 30. Espectro de Diseño Dirc. "X-X".

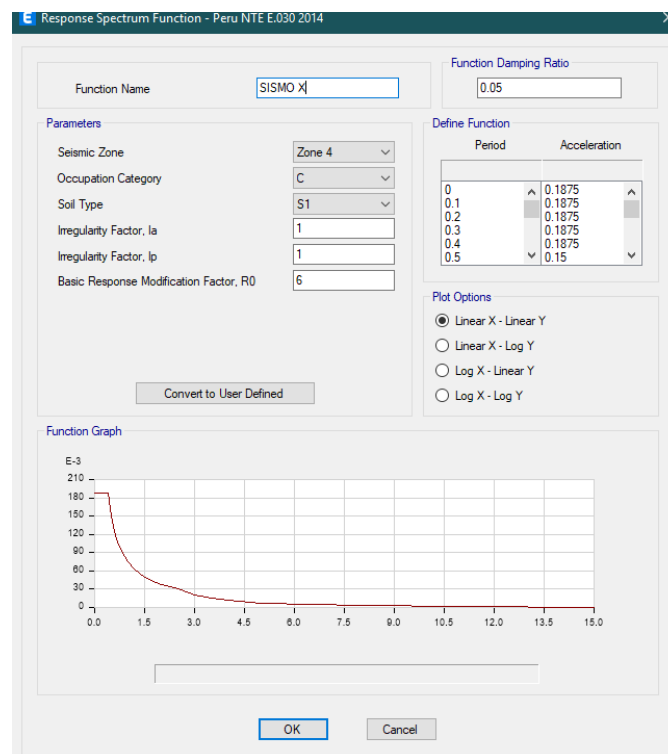


Figura 31. Espectro de Diseño Dirc. "Y-Y".

Sismo dinámico X

E

Load Case Data

×

General

Load Case Name

DIN X

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Mass Source

Previous (MsSrc1)

Analysis Model

Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SISMO X	9.8067

Add

Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity

0.05 for All Diaphragms

Modify/Show...

OK

Cancel

Figura 32. Sismo Dinámico Dirc. "X-X".

Sismo dinámico en Y

E

Load Case Data

×

General

Load Case Name

DIN Y

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Mass Source

Previous (MsSrc1)

Analysis Model

Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	SISMO Y	9.8067

i

Add

Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity

0.05 for All Diaphragms

Modify/Show...

OK

Cancel

Figura 33. Sismo Dinámico Dirc. "Y-Y".

Pushover en X

E

Load Case Data

×

General

Load Case Name

PUSHOVER X

Design...

Load Case Type

Nonlinear Static

Notes...

Mass Source

MsSrc1

Analysis Model

Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case

CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	EQ-X	1

i

Add

Delete

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Geometric Nonlinearity Option

P-Delta

Load Application

Displacement Control

Modify/Show...

Results Saved

Multiple States

Modify/Show...

Floor Cracking Analysis

No Cracked Analysis

Modify/Show...

Nonlinear Parameters

User Defined - Iterative Event-to-Event

Modify/Show...

OK

Cancel

Figura 34. Pushover Dirc. "X-X".

Pushover en Y

E

Load Case Data

×

General

Load Case Name

PUSHOVER Y

Design...

Load Case Type

Nonlinear Static

Notes...

Mass Source

MsSrc1

Analysis Model

Default

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case

CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	EQ-Y	1

i

Add

Delete

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Geometric Nonlinearity Option

P-Delta

Load Application

Displacement Control

Modify/Show...

Results Saved

Multiple States

Modify/Show...

Floor Cracking Analysis

No Cracked Analysis

Modify/Show...

Nonlinear Parameters

User Defined - Iterative Event-to-Event

Modify/Show...

OK

Cancel

Figura 35. Pushover Dirc. "Y-Y".

Carga gravitacional no lineal

Load Case Data

General

Load Case Name

CGNL

Design...

Load Case Type

Nonlinear Static

Notes...

Mass Source

MsSrc1

Analysis Model

Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.5
Load Pattern	Live Techo	0.25

Add

Delete

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Geometric Nonlinearity Option

None

Load Application

Full Load

Modify/Show...

Results Saved

Final State Only

Modify/Show...

Floor Cracking Analysis

No Cracked Analysis

Modify/Show...

Nonlinear Parameters

Default - Iterative Event-to-Event

Modify/Show...

OK

Cancel

Figura 36. Carga Gravitacional.

Peso sísmico

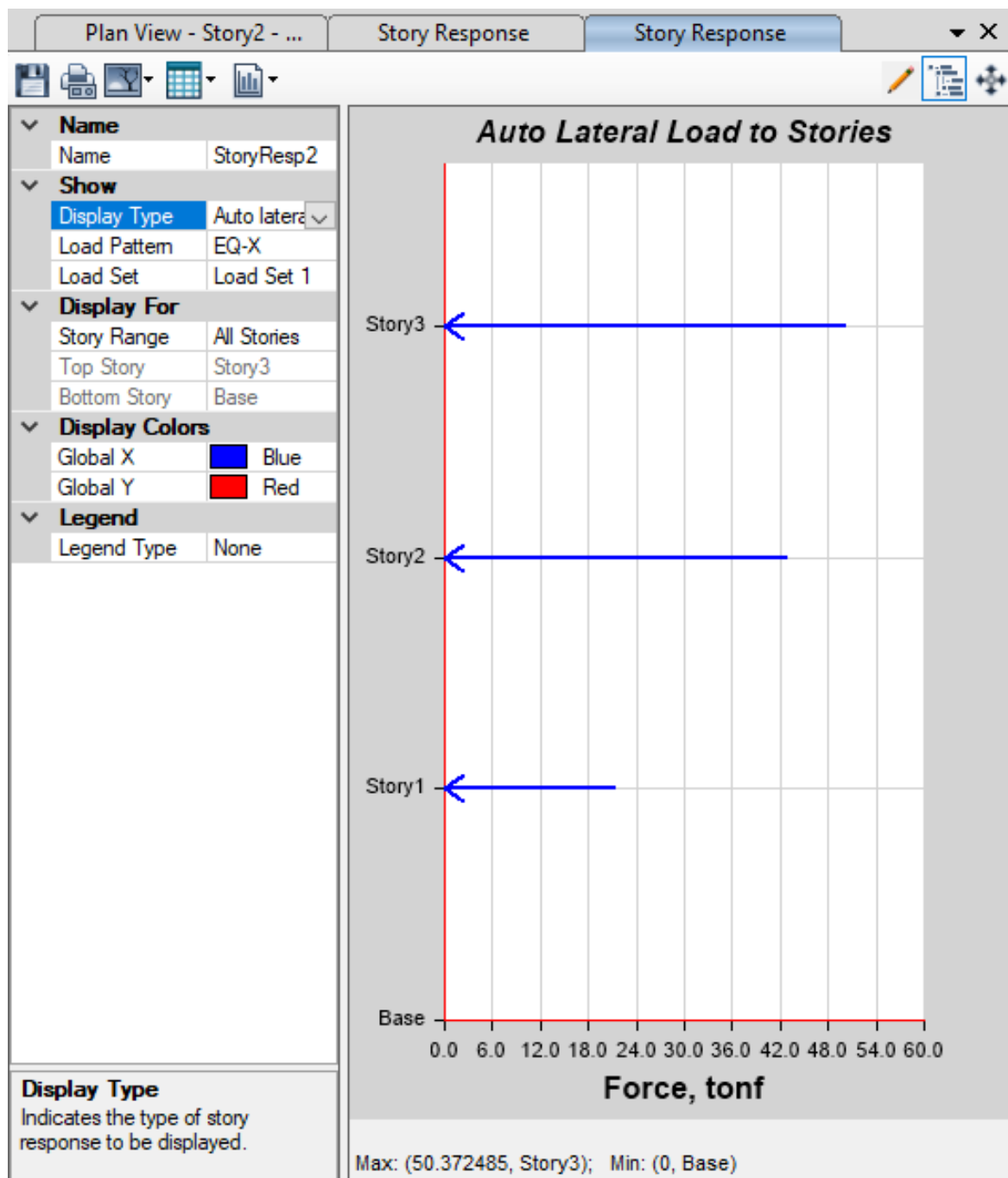


Figura 38. Fuerza Inercial Dirc. "X-X".

Fuerzas inerciales en Y

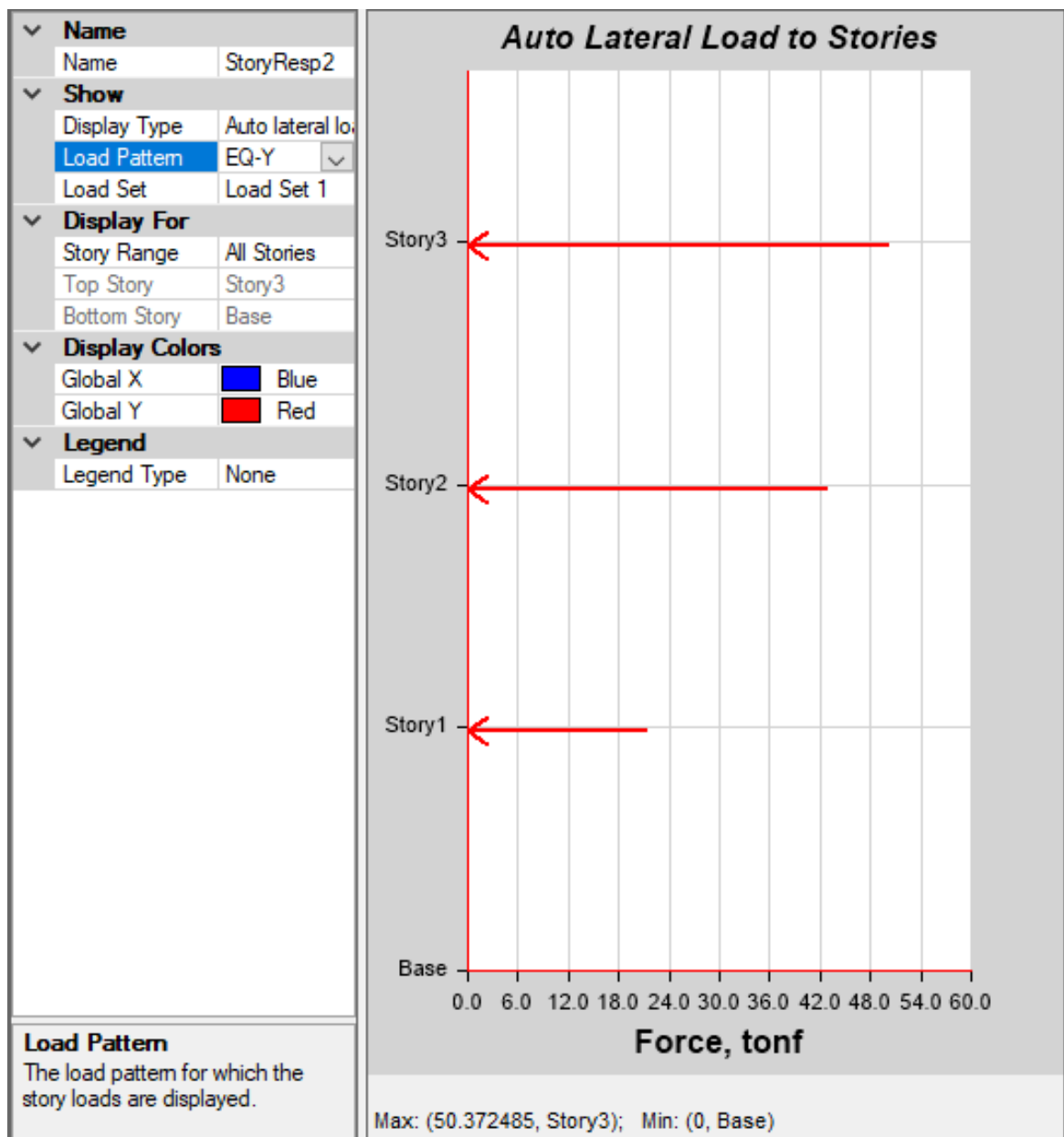


Figura 39. Fuerza Inercial Dirc. "Y-Y".

Cortante estático y dinámico

Story Forces										
File Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Story Forces										
Filter: ([Output Case] = 'DIN X' OR [Output Case] = 'DIN Y' OR [Output Case] = 'EQ-X' OR [Output Case] = 'EQ-Y') AND ([Location] = 'Bottom')										
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
▶	Story3	EQ-X	LinStatic			Bottom	0	-50.3725	0	440.8014
	Story3	EQ-Y	LinStatic			Bottom	0	0	-50.3725	-281.3387
	Story3	DIN X	LinRespSpec	Max		Bottom	0	44.6464	1.1936	387.9684
	Story3	DIN Y	LinRespSpec	Max		Bottom	0	1.0738	43.9978	293.8018
	Story2	EQ-X	LinStatic			Bottom	0	-93.3054	0	819.2719
	Story2	EQ-Y	LinStatic			Bottom	0	0	-93.3054	-522.5942
	Story2	DIN X	LinRespSpec	Max		Bottom	0	76.9215	2.1639	671.7323
	Story2	DIN Y	LinRespSpec	Max		Bottom	0	2.0926	79.2854	538.3966
	Story1	EQ-X	LinStatic			Bottom	0	-114.7719	0	1008.5072
	Story1	EQ-Y	LinStatic			Bottom	0	0	-114.7719	-643.2219
	Story1	DIN X	LinRespSpec	Max		Bottom	0	92.4214	2.5973	805.7446
	Story1	DIN Y	LinRespSpec	Max		Bottom	0	2.5973	97.4677	664.5068

Modal Participating Mass Ratios										
File Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Participating Mass Ratios										
Filter: None										
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	Modal	1	0.293	0.7847	0.0001	0	0.7847	0.0001	0	0.0001
	Modal	2	0.174	0.0079	0.0083	0	0.7926	0.0084	0	0.0035
	Modal	3	0.14	0.0005	0.8351	0	0.7931	0.8434	0	0.2492
	Modal	4	0.084	0.1719	2.252E-05	0	0.9649	0.8435	0	1.92E-05
	Modal	5	0.057	0.007	0.0008	0	0.9719	0.8442	0	0.001
	Modal	6	0.048	0.0256	0.0002	0	0.9975	0.8444	0	0.0007
	Modal	7	0.046	4.195E-05	0.139	0	0.9975	0.9834	0	0.6924
	Modal	8	0.035	0.0025	1.578E-05	0	1	0.9834	0	0.0001
	Modal	9	0.029	0	0.0166	0	1	1	0	0.0531
	Modal	10	0.004	0	0	0	1	1	0	0
	Modal	11	0.004	0	0	0	1	1	0	0
	Modal	12	0.003	0	0	0	1	1	0	0
< 1 of 12 >										
Record: << < 1 > >> of 12 Add Tables... Done										

Figura 42. Periodo de la Estructura.

Curva Pushover

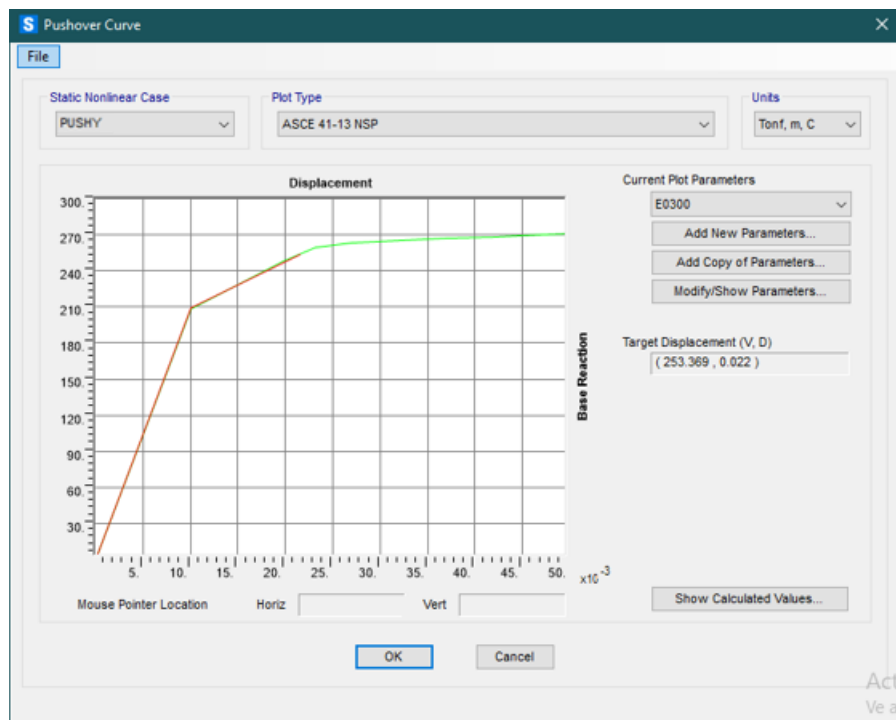


Figura 43. Curva Pushover Dirc. "Y-Y".

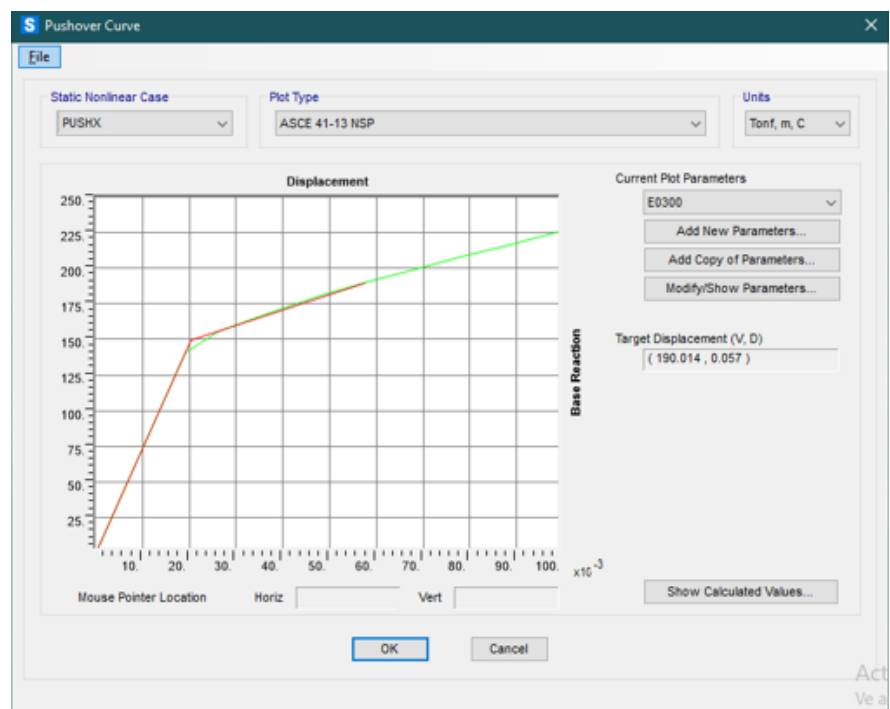


Figura 44. Curva Pushover Dirc. "X-X".

6.- Densidad de muros

$$D_{min} = \frac{ZUSN}{56}$$

Tabla 19. Datos de la Densidad Mínima de Muros.

Z: Factor de zona	0.45
U: Factor de uso o importancia	1.00
S: Factor de amplificación del suelo	1.00
N: Número de pisos del edificio	3.00
D _{min} : Densidad mínima de muros	0.0241

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 20. Densidad de Muros

DIRECCIÓN X - X					DIRECCIÓN Y - Y				
MURO	N _m	L (m)	t (m)	L.t	MURO	N _m	L (m)	t (m)	L.t
X1	1	2.60	0.14	0.36	Y1	1	8.50	0.14	1.19
X2	1	1.70	0.14	0.24	Y2	1	5.00	0.14	0.70
X3	1	2.18	0.14	0.31	Y3	1	3.15	0.14	0.44
X4	1	2.00	0.14	0.28	Y4	1	6.05	0.14	0.85
X5	1	1.70	0.14	0.24	Y5	1	2.90	0.14	0.41
X6	1	3.38	0.14	0.47	Y6	1	3.05	0.14	0.43
X7	1	1.85	0.14	0.26	Y7	1	4.55	0.14	0.64
X8	1	3.13	0.14	0.44	Y8	1	3.65	0.14	0.51
X9	1	1.40	0.14	0.20	Y9	1	3.25	0.14	0.46
X10	1	1.30	0.14	0.18	Y10	1	7.10	0.14	0.99
					Y11	1	1.25	0.14	0.18
					Y12	1	1.45	0.14	0.20
					Y13	1	1.75	0.14	0.25
SUMA				2.97					7.231

Fuente: Elaboración Propia.

$$D = \frac{\sum L * t}{Ap}$$

Tabla 21. *Resumen Densidad de Muros.*

Ap: Área en planta del edificio	155.00
D _x : Densidad de muros en la dirección X	0.0192
D _y : Densidad de muros en la dirección Y	0.0467

Fuente: Elaboración Propia.

La densidad de muros en el sentido X no es buena

La densidad de muros en el sentido Y es mayor a la densidad mínima.

Carga gravitacional de servicio en los muros

$$Pg = PD + 0.25PL$$

Tabla 22. *Carga Gravitacional de Muros Dirc. "X-X"*

CARGA GRAVITACIONAL EN LA DIRECCIÓN X			
MURO	CARGAS ACUMULADAS (Tn)		
	PISO 3	PISO 2	PISO 1
X1	7.7567	16.283	24.3676
X2	8.7617	17.0394	26.3646
X3	4.4827	8.7483	13.3061
X4	10.5486	21.9874	33.0132
X5	6.0188	14.3095	20.5152
X6	8.3456	17.152	25.8005
X7	4.7936	9.6076	14.6153
X8	8.9972	16.9521	26.4432
X9	2.3949	5.321	7.712
X10	2.7739	4.7139	7.4497

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 23. *Carga Gravitacional de Muros Dirc. “Y-Y”*

CARGA GRAVITACIONAL EN LA DIRECCIÓN Y			
MURO	CARGAS ACUMULADAS (Tn)		
	PISO 3	PISO 2	PISO 1
Y1	20.0116	40.7212	61.4521
Y2	16.746	34.4074	51.8711
Y3	10.5663	21.6067	32.7312
Y4	14.0996	29.0505	43.7033
Y5	8.7253	17.6593	26.7998
Y6	9.0094	18.5274	27.9362
Y7	9.8184	20.1085	30.101
Y8	12.0256	24.6051	36.9746
Y9	7.5496	15.237	22.9428
Y10	13.7736	30.0823	44.2284
Y11	3.5807	7.3087	11.0521
Y12	3.8523	7.719	11.7365
Y13	8.2665	15.9576	24.6863

Fuente: Elaboración Propia.

Esfuerzo axial máximo en los muros

$$\sigma_{\max} = 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15f'_m$$

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t}$$

Tabla 24. *Datos Principal para el esfuerzo axial máximo en los muros.*

f'm: Resistencia a compresión de albañilería (kg/cm ²)	65.00
h: Altura libre del muro arriostrado (m)	2.70

Tabla 25. Esfuerzo axial máximo de muros Dirc. “X-X”.

ESFUERZO AXIAL MÁXIMO DE MUROS EN LA DIRECCIÓN X										
M	L (m)	t (m)	CARGAS ACUMULADAS (Tn)			σ_3 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	OBS.
			PISO 3	PISO 2	PISO 1					
X1	2.60	0.14	7.7567	16.283	24.368	2.13	4.47	6.69	9.05	OK
X2	1.70	0.14	8.7617	17.039	26.365	3.68	7.16	11.08	9.05	FALLA
X3	2.18	0.14	4.4827	8.7483	13.306	1.47	2.87	4.36	9.05	OK
X4	2.00	0.14	10.549	21.987	33.013	3.77	7.85	11.79	9.05	FALLA
X5	1.7	0.14	6.0188	14.31	20.515	2.53	6.01	8.62	9.05	OK
X6	3.38	0.14	8.3456	17.152	25.801	1.76	3.62	5.45	9.05	OK
X7	1.85	0.14	4.7936	9.6076	14.615	1.85	3.71	5.64	9.05	OK
X8	3.13	0.14	8.9972	16.952	26.443	2.05	3.87	6.03	9.05	OK
X9	1.40	0.14	2.3949	5.321	7.712	0.55	1.21	1.76	9.05	OK
X10	1.30	0.14	2.7739	4.7139	7.4497	1.42	2.41	3.80	9.05	OK

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 26. Esfuerzo axial máximo de muros Dirc. “Y-Y”.

ESFUERZO AXIAL MÁXIMO DE MUROS EN LA DIRECCIÓN Y										
M	L (m)	t (m)	CARGAS ACUMULADAS (Tn)			σ_3 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	OBS.
			PISO 3	PISO 2	PISO 1					
Y1	8.50	0.14	20.012	40.721	61.452	1.68	3.42	5.16	9.05	OK
Y2	5.00	0.14	16.746	34.407	51.871	2.39	4.92	7.41	9.05	OK
Y3	3.15	0.14	10.566	21.607	32.731	2.40	4.90	7.42	9.05	OK
Y4	6.05	0.14	14.1	29.051	43.703	1.66	3.43	5.16	9.05	OK
Y5	2.90	0.14	8.7253	17.659	26.8	2.15	4.35	6.60	9.05	OK
Y6	3.05	0.14	9.0094	18.527	27.936	2.11	4.34	6.54	9.05	OK
Y7	4.55	0.14	9.8184	20.109	30.101	1.54	3.16	4.73	9.05	OK
Y8	3.65	0.14	12.026	24.605	36.975	2.35	4.82	7.24	9.05	OK
Y9	3.25	0.14	7.5496	15.237	22.943	1.66	3.35	5.04	9.05	OK
Y10	7.10	0.14	13.774	30.082	44.228	1.39	3.03	4.45	9.05	OK
Y11	1.25	0.14	3.5807	7.3087	11.052	2.05	4.18	6.32	9.05	OK
Y12	1.45	0.14	3.8523	7.719	11.737	1.90	3.80	5.78	9.05	OK
Y13	1.75	0.14	8.2665	15.958	24.686	3.37	6.51	10.08	9.05	FALLA

Fuente: Elaboración Propia

Fuerzas Internas en los muros

Tabla 27. *Fuerzas Internas de los Muros. Dirc. “X-X”.*

FUERZAS INTERNAS ANTE SISMO MODERADO EN LA DIRECCIÓN X						
MURO	PISO 3		PISO 2		PISO 1	
	V_e (Tn)	M_e (Tn-m)	V_e (Tn)	M_e (Tn-m)	V_e (Tn)	M_e (Tn-m)
X1	4.76	7.98	11.90	25.30	16.38	48.55
X2	0.21	0.43	2.66	5.59	7.05	17.80
X3	4.09	5.91	8.64	16.76	12.32	31.98
X4	4.11	9.34	13.60	39.81	19.19	80.61
X5	0.23	0.45	2.48	5.31	6.67	17.11
X6	15.27	25.60	24.69	53.57	23.68	74.00
X7	6.43	9.32	10.66	17.39	11.00	22.28
X8	18.04	27.37	24.61	47.12	21.88	62.27
X9	1.24	1.74	2.06	3.49	4.00	8.64
X10	-0.21	-0.22	0.97	2.12	3.68	8.26

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 28. *Fuerzas Internas de los Muros. Dirc. “Y-Y”.*

FUERZAS INTERNAS ANTE SISMO MODERADO EN LA DIRECCIÓN Y						
MURO	PISO 3		PISO 2		PISO 1	
	V_e (Tn)	M_e (Tn-m)	V_e (Tn)	M_e (Tn-m)	V_e (Tn)	M_e (Tn-m)
Y1	16.878	40.47	25.25	95.92	25.07	149.03
Y2	2.2804	5.59	7.65	23.78	11.53	50.25
Y3	3.1449	4.93	6.53	11.82	8.10	18.25
Y4	8.8622	17.05	15.23	40.49	16.82	64.96
Y5	2.9224	4.34	5.81	9.99	7.29	15.73

Y6	1.0488	1.65	3.63	7.15	6.30	17.23
Y7	5.2577	9.30	9.84	23.10	11.72	38.98
Y8	0.37	0.88	3.63	9.42	7.26	25.65
Y9	2.5124	3.86	5.47	10.24	7.55	19.42
Y10	12.0715	24.85	19.39	57.53	20.39	90.29
Y11	0.0279	0.09	0.21	0.45	1.00	2.28
Y12	0.0179	0.05	0.16	0.38	1.33	3.23
Y13	0.51	0.74	1.79	2.76	3.35	6.30

Fuente: Elaboración Propia.

7.- Documentos.



An advanced approach to earthquake risk scenarios,
with applications to different European towns
RISK-UE – EVK4-CT-2000-00014

Table 3.8. Principal Steps of Fragility Analysis

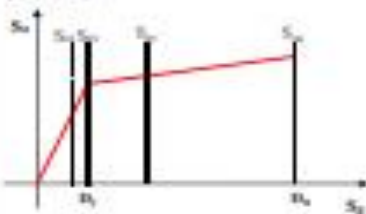
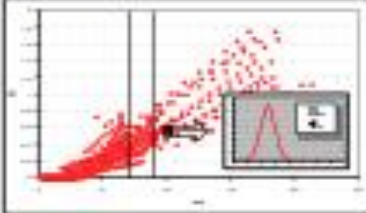
Steps	Pushover / CBA	Nonlinear Dynamic
STEP 1:	Define/model capacity spectra	Define/model dynamic capacity spectra (bilinear model)
STEP 2:	<p>Define damage threshold levels (criteria)</p>  <p> $Sd_y = 0.7Dy$ $Sd_u = Dy$ $Sd_{0.25} = Dy + 0.25(Du - Dy)$ $Sd_u = Du$ </p>	<p>Correlate global damage index (DI) vs spectral displacement (S_d) and calculate mean damage index (DI_m) and its standard deviation (σ_{DI})</p> 
STEP 3:	<p>Calculate cumulative probability (CP) for being in or exceeding certain damage state (k) at certain S_d level (beta distribution Table 3.8.1)</p> <p> $P(D \geq D_k) = 1 - P_\beta(k)$ $P_\beta(k)$ - beta distribution </p>	<p>Calculate cumulative probability (CP) for being in or exceeding certain damage index at certain S_d level (normal distribution)</p> <p> $P[DI \geq DI_k] = 1 - \Phi\left[\frac{DI_k - DI_m}{\sigma_{DI}}\right]$ $DI_k = 0, 0.1, 0.25, 0.4, 1.0$ </p>
STEP 4:	Perform regression analysis for S_d - CP for each damage degree and calculate median value of the spectral displacement ($\bar{S}_{d,k}$) and lognormal standard deviation (β_{dk})	
STEP 4A:	<p>Calculate directly β_{dk} as a function of ultimate ductility μ_u</p> <p> $\beta_{S_d} = 0.25 + 0.07 \ln(\mu_u)$ $\beta_{S_d} = 0.2 + 0.18 \ln(\mu_u)$ $\beta_{S_d} = 0.1 + 0.4 \ln(\mu_u)$ $\beta_{S_d} = 0.15 + 0.5 \ln(\mu_u)$ </p>	
STEP 5:	Fragility curves are defined with the steps: 1) 1, 2 and 4A for pushover or CBA only; or 2) 1, 2, 3, 4 for both types of analyses	

Table 3.8.1 Beta Distribution

Condition	S_{d1}	S_{d2}	S_{d3}	S_{d4}
$P_\beta(1)=0.5$	0.500	0.119	0.012	0.00
$P_\beta(2)=0.5$	0.896	0.500	0.135	0.008
$P_\beta(3)=0.5$	0.992	0.866	0.500	0.104
$P_\beta(4)=0.5$	1.000	0.988	0.881	0.500

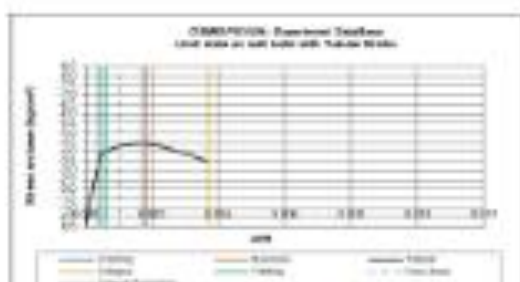


Figure 15: Damage states wall with tubular bricks

On Figure 15, behavior curve for wall built with tubular bricks is presented. As was shown in Figure 12, this type of wall is the lower in capacity due to the nature of its bricks with horizontal hollow. For this wall type, threshold of 1/590 is proposed with a value near the collapse prevention value.

Table 7: Drift values for wall with tubular bricks

Cracking	Yielding	Nonlinear	Threshold
0.0005	0.0007	0.0010	0.0017
1/2150	1/1500	1/1000	1/590
Threshold	Collapse P	Ultimate	Collapse
0.0017	0.0016	0.0018	0.0037
1/590	1/588	1/550	1/270

Table 8: State Ranges on inelastic zone wall with tubular brick

Limit State	Range %
C	61.0%
CP	7.0%
LS	19.0%
IO	13.0%
O	0.0%

State limit ranges for wall built with tubular bricks are presented on Table 8, where it is possible to read that immediate operation (IO) range is lower, almost half, than (IO) on wall with built with industrial bricks. It means after cracking capacity is smaller than the other two types of masonry.

Table 9: State Ranges on inelastic zone for Peruvian Masonry walls

State	Industrial	Handmade	Tubular
C	84.0%	59.7%	60.0%
CP	3.0%	7.5%	7.1%
LS	7.0%	9.0%	19.4%
IO	16.0%	23.9%	12.9%
O	0.0%	0.0%	0.0%

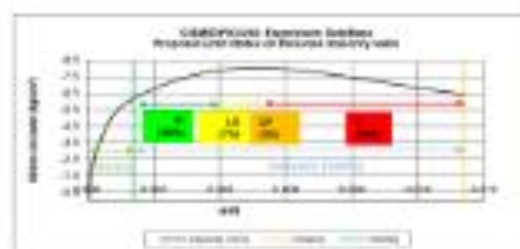


Figure 16: Damage states range example

To resume the damage state ranges and the use for earthquake analysis modeling, table 9 summarizes the ranges for all the presented wall types. Figure 16 shows the use of this range for a capacity curve dividing the inelastic range in sub-ranges with each of the damage states and its applicability for modeling such push over analysis in order to find the performance of the structure for a demand spectrum with a target damping.

CONCLUSIONS

Results of [6] and [15] shows the real situation of the masonry dwellings in Lima city. The non-engineering buildings are not include on the insurance portfolio, but during earthquake the amount of damage will over 29% of the stocks. The transfer and the promotion of the risk areas in Lima is a pending task for the local governments.

Full scale house build with handmade bricks show a representative curve and damage ranges that presents ultimate capacity reserve (from yielding to ultimate) more than twice of standard NTE-030 threshold (0.005) giving confidence in the use of the standard where this limit is prior to the collapse prevention range. The construction of this sample specimen was executed with artisanal bricks but the standards was followed during the construction process.

By the use of database of the structural laboratory of CISMID, the behavior curves for three types of masonry walls were presented, identifying the damage ranges (Table 9, Figure 16) and limit values (Table 3, Table 5 and Table 7). It is possible to read similar tendency in range of collapse (C) and collapse prevention (CP) and have different values on the other ranges. Also comparing the wall built with industrial brick and wall with handmade brick, has similar values for immediate occupancy (IO) and little bit less for life safety (LS).

Due to NTE-030 maximum drift limit (1/300) for reparability of the structure only meet in the case of wall with industrial bricks, two drift threshold are proposed, for wall with handmade bricks 1/300 and for wall with horizontal hollow tubular wall 1/590. These values represent a real limit for each of these wall likely used in non-engineering housing.

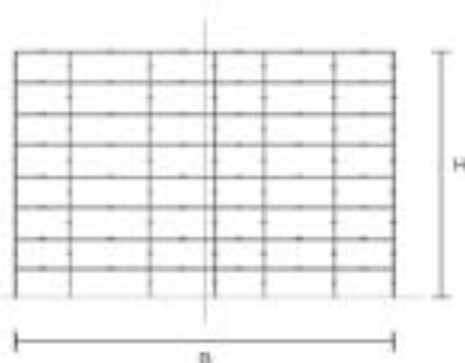


Figura 1. Edificio estandarizado, con $H=24$ m, $B=24$ m y período fundamental de 1,44 s.

Tabla 1

Características de las variables aleatorias de entrada.

	Valor medio (kPa)	Desviación estándar (kPa)	Coefficiente de variación
f_c	33.000	1.500	0,05
f_y	435.000	21.000	0,05

fallo por momentos flexor y por cortante. Por ahora se ha usado esta aproximación para poder manifestar la gran incertidumbre en la respuesta estructural. Las características mecánicas del hormigón y del acero se definen a partir de los valores dados en los planos. Como se ha mencionado en la introducción, las normas de diseño proponen valores característicos de la resistencia de los materiales que se obtienen durante el control de calidad tanto en la fabricación como en la obra, a partir de ensayos de compresión en muestras de hormigón y de tracción en muestras de acero. Mediante estos ensayos, la resistencia de los materiales se puede representar como una variable aleatoria. En el caso de proyecto, el valor característico de la resistencia de los materiales garantiza que la probabilidad de ocurrencia, de una muestra de resistencia menor a este, es del 5%. Sin embargo, las condiciones en las que se hace el ensayo son muy diferentes a las condiciones reales de la construcción, y por tanto las dispersiones en la resistencia a compresión del hormigón (f_c) y en la resistencia de fluencia del acero (f_y) pueden ser mayores. La tabla 1 muestra el valor medio, la desviación estándar y el coeficiente de variación de las variables aleatorias consideradas, en el supuesto de que sigan una distribución normal.

El coeficiente de variación es la relación que existe entre la desviación estándar y el valor medio de la variable aleatoria. A partir de los valores de la tabla 1, y suponiendo una función de distribución gaussiana de f_c y f_y , se calculan los valores característicos de resistencia de los materiales, que para el hormigón será $f_{ck}=27.525$ kPa y para el acero será $f_{yk}=385.350$ kPa.

1. Método de evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico basándose en el espectro de capacidad

Se describen a continuación los aspectos metodológicos de la evaluación de la vulnerabilidad de las estructuras de hormigón armado. Para mayor claridad se utiliza como ejemplo ilustrativo la estructura descrita en el apartado anterior, y se supone que las propiedades mecánicas de los materiales son las correspondientes a los valores característicos dados previamente. Es decir, en este apartado se estudia la vulnerabilidad desde una perspectiva determinista.

3.1. Análisis estático no lineal y curva de capacidad

Una herramienta frecuentemente usada para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a acciones horizontales es el análisis estático no lineal de carga incremental, consistentemente llamado *pushover analysis* (PA). Esta herramienta numérica consiste en aplicar una carga horizontal a la estructura de acuerdo con un patrón de fuerzas determinado e ir incrementando su valor hasta que se considere que la estructura ha colapsado. Utilizando este tipo de análisis, se considera una variable de control que, en este trabajo, es el desplazamiento en el techo de la estructura, δ , que dependerá de la fuerza aplicada sobre esta y cuya suma es igual al cortante en la base del edificio V . La relación entre las variables V y δ es la curva de capacidad. Como se ha mostrado en otros trabajos, el patrón de carga —es decir, la forma que tenga la carga en función de la altura (triangular, rectangular u otros patrones)— tiene una influencia relevante sobre los resultados [9]. Un criterio muy usado consiste en considerar que la forma de la carga es proporcional al primer modo de vibración. Sin embargo, cuando se realiza un cálculo no lineal incremental y el modelo estructural empieza a plastificar, es necesario recalcular el patrón de acciones debido a que, por la pérdida de rigidez de la estructura, la forma asociada a la frecuencia del primer modo de vibración cambia. En este trabajo, debido al enfoque probabilista, el PA será ejecutado repetidamente, con lo que conviene aplicar un procedimiento que defina automáticamente el patrón de carga y el límite de carga horizontal. Para resolver estos problemas, Sathiyamo [17] propone el análisis no lineal incremental adaptativo que establece el límite de carga horizontal como una función del decremento de la frecuencia fundamental tangente, es decir, de la frecuencia asociada al primer modo de vibración, que se calcula en cada incremento de carga. Por tanto, en cada paso se calcula el primer modo para determinar la forma de la carga en la altura. Una descripción detallada de este procedimiento se encuentra en los manuales del programa Rasmoko [18], en el que se encuentra implementado el procedimiento de Sathiyamo. Realizando un análisis estático no lineal de la estructura [19,20], se obtiene la curva de capacidad que se muestra en la figura 2.

3.2. Espectro de capacidad

La resistencia de un edificio puede ser representada a partir de la curva de capacidad que se muestra en la figura 2, que puede ser transformada en un espectro de capacidad, el cual relaciona el

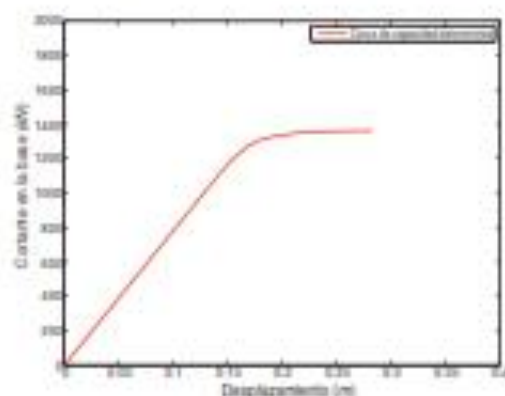


Figura 2. Curva de capacidad sísmica a partir del enfoque determinista.

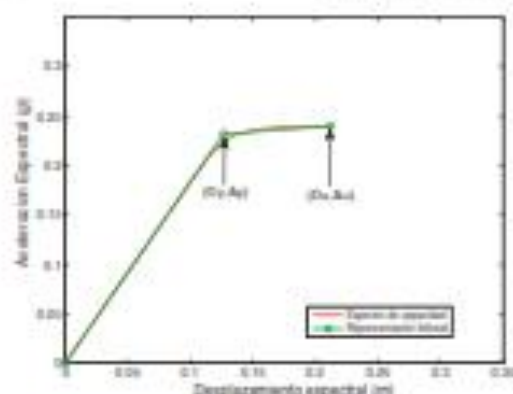


Figura 3. Espectro de capacidad y la representación bilineal.

desplazamiento espectral con la aceleración espectral mediante las siguientes ecuaciones [21]:

$$sd_i = \delta_i / 2\pi f_i \quad (1)$$

$$sd_i = \frac{Y_i / W}{\omega_i} \quad (2)$$

El subíndice i de las ecuaciones (1) y (2) hace referencia a los incrementos de carga aplicados sobre la estructura durante el análisis no lineal incremental. sd_i es el desplazamiento espectral, δ_i es el desplazamiento en el techo de la estructura, $2\pi f_i$ es el factor de participación modal del primer modo de vibración, ω_i es la aceleración espectral, Y_i es el cortante en la base, W es el peso de la estructura y ω_i es el coeficiente de masa modal del primer modo de vibración.

Reemplazando en las ecuaciones (1) y (2) los valores de la curva de capacidad mostrados en la figura 2, se obtiene el espectro de capacidad de la figura 3. Dicho espectro puede ser representado en un formato bilineal, lo que es útil para definir los estados de daño. Las hipótesis para construir el espectro de capacidad bilineal son: 1) El área bajo la curva bilineal debe ser igual al área de la curva original. 2) Las coordenadas del punto de máximo desplazamiento deben coincidir en las 2 curvas. 3) La pendiente del tramo inicial debe ser igual en las 2 curvas. En la figura 3 se muestra también la representación bilineal del espectro de capacidad, que se puede definir completamente mediante los puntos (D_y, A_y) y (D_u, A_u) mostrados en la figura 3. Estos puntos corresponden a la fluencia y al colapso de la estructura, respectivamente.

3.1. Estados de daño

En diferentes trabajos se ha propuesto calcular el daño de la estructura partiendo de la definición de unos estados de daño di , que son una descripción del daño en la estructura para un desplazamiento espectral dado. Por ejemplo, en HAZUS 99 [22] y en RISK UE [23] se definen 4: leve, moderado, extensivo y completo. Su descripción depende de la tipología estructural. Por ejemplo, en el caso de estructuras de hormigón armado, el di leve se describe como el inicio de fisuras por momento o por cortante en las vigas y columnas; en el di completo se considera que la estructura colapsa o que hay un inminente riesgo de colapso (HAZUS 99) [22]. RISK UE [23] propone definir los di de forma simplificada, a partir del espectro de capacidad en su representación bilineal. Partiendo de los valores (D_y, A_y) y (D_u, A_u) , se definen los desplazamientos

Tabla 2

Distribuciones de probabilidades para los di_i .

	$P(di_1)$	$P(di_2)$	$P(di_3)$	$P(di_4)$
$P(di_1) = 0,5$	0,5	0,119	0,012	0
$P(di_2) = 0,5$	0,000	0,9	0,130	0,000
$P(di_3) = 0,5$	0,000	0,000	0,9	0,104
$P(di_4) = 0,5$	0	0,000	0,000	0,9

espectrales correspondientes a los umbrales de los 4 estados de daño di_i :

$$di_1 = 0, 7D_y$$

$$di_2 = D_y$$

$$di_3 = D_y + 0,25(D_u - D_y) \quad (3)$$

$$di_4 = D_u$$

De estas ecuaciones se obtiene que para la estructura modelada los estados de daño son: $di_1 = 8,8$ cm, $di_2 = 12,7$ cm, $di_3 = 14,8$ cm y $di_4 = 21,2$ cm.

3.4. Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que se alcance o exceda un estado de daño en función del parámetro que representa la acción sísmica, que en este trabajo será el desplazamiento espectral. Para construir las curvas de fragilidad se consideran las siguientes hipótesis: 1) En los desplazamientos espectrales de los umbrales de cada estado de daño di_i , la probabilidad de que se iguale o exceda el estado de daño es del 50%. 2) Las curvas de fragilidad siguen una función de probabilidad lognormal acumulativa descrita por la siguiente ecuación:

$$P[di_i / sd] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{di_i}} \ln \left(\frac{sd}{di_i} \right) \right] \quad (4)$$

donde sd es el desplazamiento espectral y β_{di_i} es la desviación estándar del logaritmo natural de la variable di_i . 3) El daño sísmico esperado en los edificios sigue una distribución de probabilidad binomial. Por tanto, a partir de las hipótesis 1 y 3 se obtiene la distribución de probabilidades para los di_i , que se muestra en la tabla 2.

Una vez calculadas estas probabilidades, la hipótesis 2 permite calcular las curvas de fragilidad por medio de una técnica de mínimos cuadrados. En la figura 4 se muestran las curvas de fragilidad

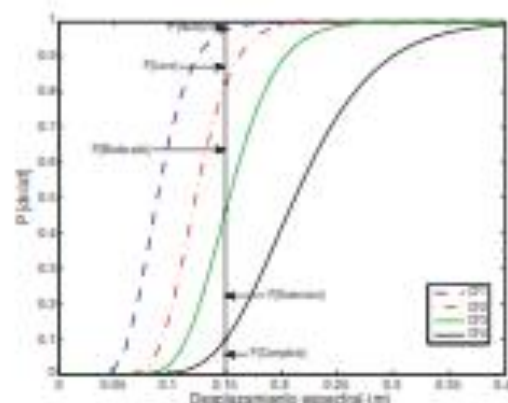


Figura 4. Curvas de fragilidad para el edificio modelado.

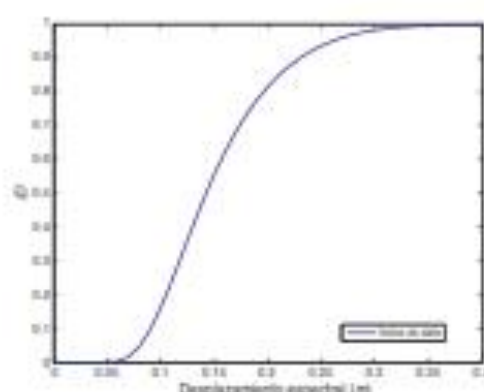


Figura 5. Índice de daño esperado, calculado con el enfoque determinista.

para los d_i , correspondientes al edificio calculado. En esta misma figura se muestra también cómo a partir de las curvas de fragilidad se pueden calcular las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño.

3.5. Índice de daño esperado

A partir de las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño $P(d_i)$ que, a su vez, se obtienen fácilmente a partir de las curvas de fragilidad, se puede calcular el índice de daño esperado (ID), que es el estado de daño medio normalizado y puede interpretarse como una medida del daño global esperado en la estructura.

$$ID = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n d_i P(d_i) \quad (5)$$

donde n es el número de estados de daños considerados, en este caso 6, y $P(d_i)$ es la probabilidad de que ocurra un d_i . En la figura 5 se puede apreciar el ID calculado con el enfoque determinista, a partir de las curvas de fragilidad de la figura 4 y los desplazamientos espectrales comprendidos entre 0 y 0.4 m. La curva de la figura 5 puede interpretarse como una curva de vulnerabilidad.

3.6. Demanda sísmica

En la metodología basada en el espectro de capacidad es necesario calcular la demanda sísmica en términos del desplazamiento espectral s_d . Existen diversas metodologías para evaluar la amenaza sísmica de una zona, desde métodos basados en la intensidad macrosísmica, pasando por espectros de respuesta propuestos en normativas de diseño, hasta la caracterización por medio de acelerogramas reales. En este trabajo, la acción sísmica se define en términos del espectro de respuesta elástica en aceleración con 5% de amortiguamiento. Los resultados obtenidos utilizando esta definición serán comparados con los del análisis dinámico no lineal, en el cual la acción sísmica es evaluada por medio de acelerogramas reales tomados de bases de datos españolas y europeas. Para ello se seleccionan acelerogramas, de forma que los espectros elásticos de respuesta de los registros sean compatibles con el espectro usado en la metodología basada en el espectro de capacidad. Caracterizar la acción sísmica desde el punto de vista de los espectros de respuesta resulta ser una buena alternativa para evaluar el riesgo de la zona ya que, como se verá más adelante, es posible calcular el desplazamiento espectral mediante procedimientos simplificados.

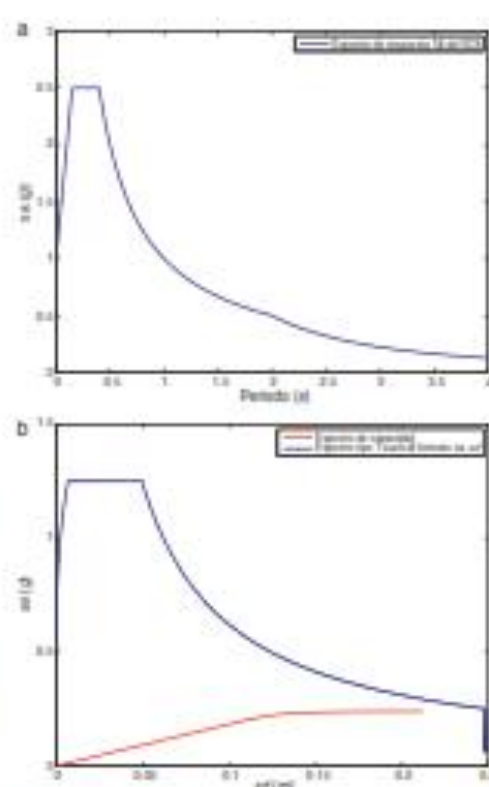


Figura 6. a) Espectro normalizado tipo 1, suelo B (tomado del ECH). b) Espectro tipo 1, suelo A, en formato no-ad y su transformación a formato ad, y espectro de capacidad determinista del edificio sujeto de estudio.

Actualmente, la mayoría de los países proponen, en sus normas de diseño sismorresistente, espectros de diseño en el formato de espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento. Por ejemplo, España tiene la NCSE-02 y Europa el ECH, que es aplicable a los países de la Unión Europea. En este artículo se trabaja con los espectros del ECH, en el que se proponen 2 tipos de espectros que se diferencian por la magnitud de la onda superficial M_s . Concretamente, el ECH recomienda usar los espectros tipo 1 si la M_s es mayor a 5.5; de lo contrario, se usan los espectros tipo 2. Este hecho es interesante, ya que permite calificar de una mejor manera las zonas con peligrosidad sísmica entre moderada y baja. En la figura 6a se muestra el espectro tipo 1 para suelo A del ECH. Por otra parte, los espectros de respuesta relacionan la aceleración espectral s_a con el periodo T para un sistema con un grado de libertad. Mahaney et al. [24] proponen transformar el espectro de respuesta desde el formato s_a-T a un formato s_d-ad por medio de la ecuación (6). Este formato permite comparar directamente la demanda y la capacidad de la estructura. En la figura 6b se muestra el espectro tipo 1, suelo A del ECH después de aplicar esta transformación y también la curva de capacidad determinista del edificio obtenida con los valores característicos de la resistencia de los materiales

$$s_d = \frac{s_a T^2}{4\pi^2} \quad (6)$$

Typically, the model building type (including height) is not known for each essential facility and must be inferred from the inventory of essential facilities using the occupancy/building type relationships described in Chapter 3. In general, performance of essential facilities is not expected to be better than the typical building of the representative model building type. Exceptions to this generalization include California hospitals of recent (post-1973) construction.

6.1.4 Form of Damage Functions

Building damage functions for essential facilities are of the same form as those described in Chapter 5 for general building stock. For each damage state, a lognormal fragility curve relates the probability of damage to PGA, PGD or spectral demand determined by the intersection of the model building type's capacity curve and the demand spectrum. Figure 6.1 provides an example of fragility curves for four damage states: Slight, Moderate, Extensive and Complete.

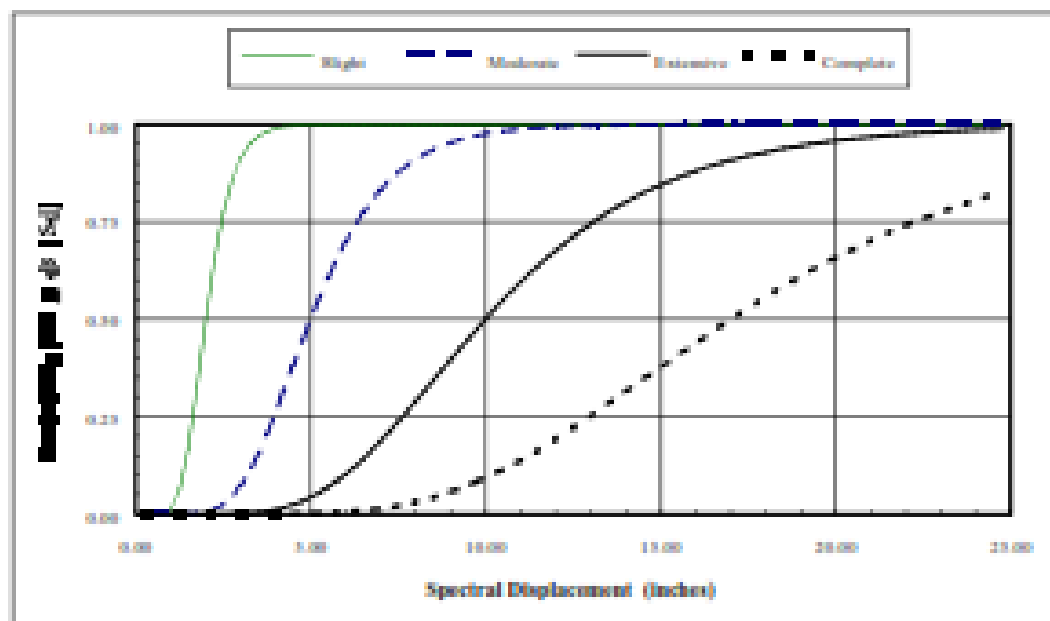


Figure 6.1 Example Fragility Curves for Slight, Moderate, Extensive and Complete Damage.

The fragility curves are driven by a PESH parameter. For ground failure, the PESH parameter used to drive fragility curves is permanent ground displacement (PGD). For ground shaking, the PESH parameter used to drive building fragility curves is peak spectral response (either displacement or acceleration), or peak ground acceleration (PGA) for essential lifeline facilities. Peak spectral response varies significantly for

6.4.3 Fragility Curves - Special Buildings

This section describes Special building fragility curves for Slight, Moderate, Extensive and Complete structural damage states and Slight, Moderate, Extensive and Complete nonstructural damage states. Each fragility curve is characterized by a median and a lognormal standard deviation (β) value of PESH demand. Spectral displacement is the PESH parameter used for structural damage and nonstructural damage to drift-sensitive components. Spectral acceleration is the PESH parameter used for nonstructural damage to acceleration-sensitive components.

Special building fragility curves for ground failure are the same as those of Code buildings (Section 5.5).

6.4.3.1 Background

The form of the fragility curves for Special buildings is the same as that used for Code buildings. The probability of being in, or exceeding, a given damage state is modeled as a cumulative lognormal distribution. Given the appropriate PESH parameter (e.g., spectral displacement, S_d , for structural damage), the probability of being in or exceeding a damage state, ds , is modeled as follows:

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (6-1)$$

where:

- $\bar{S}_{d,ds}$ is the median value of spectral displacement at which the building reaches the threshold of the damage state, ds ,
- β_{ds} is the standard deviation of the natural logarithm of spectral displacement of damage state, ds , and
- Φ is the standard normal cumulative distribution function.

6.4.3.2 Structural Damage - Special Buildings

Structural damage states for Special buildings are based on drift ratios that are assumed to be slightly higher than those of Code buildings of the same model building type and seismic design level. It is difficult to quantify this improvement in displacement capacity since it is a function not just of building type and design parameters, but also design review and construction inspection. It is assumed that the improvement in displacement capacity results in a 1.25 increase in drift capacity of each damage state for all Special building types and seismic design levels. Special buildings perform better than Code buildings due to increased structure strength (of the capacity curves) and increased displacement capacity (of the fragility curves). In general, increased strength tends to most improve building performance near yield and improved displacement capacity tends to most improve the ultimate capacity of the building.

tive graphical procedure to balance the areas below the actual and idealized curves up to Δ_o such that the idealized curve has the properties defined in this section. The definition of the idealized force–displacement curve was modified from the definition in FEMA 356 (2000g) based on the recommendations of FEMA 440 (2005).

7.4.3.2.5 Period Determination for NSP The effective fundamental period in the direction under consideration shall be based on the idealized force–displacement curve defined in Section 7.4.3.2.4. The effective fundamental period, T_e , shall be calculated in accordance with Eq. (7-27):

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{K_1}{K_e}} \quad (7-27)$$

where T_1 = Elastic fundamental period (in seconds) in the direction under consideration calculated by elastic dynamic analysis;

K_1 = Elastic lateral stiffness of the building in the direction under consideration calculated using the modeling requirements of Section 7.2.3.4; and

K_e = Effective lateral stiffness of the building in the direction under consideration.

7.4.3.2.6 Analysis of Mathematical Models for NSP Separate mathematical models representing the framing along two orthogonal axes of the building shall be developed for two-dimensional analysis. A mathematical model representing the framing along two orthogonal axes of the building shall be developed for three-dimensional analysis.

The effects of torsion shall be evaluated in accordance with Section 7.2.3.2.

Independent analysis along each of the two orthogonal principal axes of the building shall be permitted unless concurrent evaluation of multidirectional effects is required by Section 7.2.4.

7.4.3.3 Determination of Forces, Displacements, and Deformations for NSP

7.4.3.3.1 General Requirements for NSP For buildings with rigid diaphragms at each floor level, the target displacement, δ_o , shall be calculated in accordance with Eq. (7-28) or by an approved procedure that accounts for the nonlinear response of the building.

For buildings with nonrigid diaphragms at each floor level, diaphragm flexibility shall be explicitly included in the model. The target displacement shall be calculated as specified for rigid diaphragms, except that it shall be amplified by the ratio of the maximum displacement at any point on the roof to the displacement at the center of mass of the roof (δ_{max}/δ_{cm}). δ_{max} and δ_{cm} shall be based on a response spectrum analysis of a three-dimensional model of the building. The target displacement so calculated shall be no less than that displacement given by Eq. (7-28). No line of vertical seismic framing shall be evaluated for displacements smaller than the target displacement.

Alternatively, for buildings with flexible diaphragms at each floor level, a target displacement shall be calculated for each line of vertical seismic framing. The target displacement for an individual line of vertical seismic framing shall be as specified for buildings with rigid diaphragms, except that the masses shall be assigned to each line on the basis of tributary area.

Element forces and deformations corresponding to the control node displacement equaling or exceeding the target displacement shall comply with acceptance criteria of Section 7.5.5.

7.4.3.3.2 Target Displacement for NSP The target displacement, δ_o , at each floor level shall be calculated in accordance with Eq. (7-28) and as specified in Section 7.4.3.3.1.

$$\delta_o = C_d C_e C_1 S_a \frac{T_o^2}{4\pi} g \quad (7-28)$$

where S_a = Response spectrum acceleration at the effective fundamental period and damping ratio of the building in the direction under consideration, as calculated in Sections 2.4.1 or 2.4.2;

g = acceleration of gravity;

C_e = Modification factor to relate spectral displacement of an equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) system to the roof displacement of the building multi-degree-of-freedom (MDOF) system calculated using one of the following procedures:

The first mode mass participation factor multiplied by the ordinate of the first mode shape at the control node;

The mass participation factor calculated using a shape vector corresponding to the deflected shape of the building at the target displacement multiplied by ordinate of the shape vector at the control node; or

The appropriate value from Table 7-5;

C_1 = Modification factor to relate expected maximum inelastic displacements to displacements calculated for linear elastic response. For periods less than 0.2 s, C_1 need not be taken greater than the value at $T = 0.2$ s. For periods greater than 1.0 s, $C_1 = 1.0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{max} - 1}{aT_o^2} \quad (7-29)$$

where a = Site class factor:

= 130 Site Class A or B;

= 90 Site Class C;

= 60 Site Class D, E, or F;

T_o = Effective fundamental period of the building in the direction under consideration, in seconds;

T_o = Characteristic period of the response spectrum, defined as the period associated with the transition from the constant acceleration segment of the spectrum to the constant velocity segment of the spectrum per Section 2.4.1.3.1;

μ_{max} = Ratio of elastic strength demand to yield strength coefficient calculated in accordance with Eq. (7-31). Use of the NSP is not permitted where μ_{max} exceeds μ_{max} per Section 7.3.2.1; and

Table 7-5. Values for Modification Factor C_e

Number of Stories	Other Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1,1, 1,2, 1,3)	Uniform Load Pattern (2,1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

NOTE: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
^aBuildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

mathematical model accounts directly for effects of material inelastic response, the calculated internal forces are reasonable approximations of those expected for the selected Seismic Hazard Level.

7.4.3.2 Modeling and Analysis Considerations for NSP

7.4.3.2.1 General Requirements for NSP Selection of a control node, selection of seismic force patterns, determination of the fundamental period, and application of the analysis procedure shall comply with the requirements of this section.

The relation between base shear force and lateral displacement of the control node shall be established for control node displacements ranging between 0 and 150% of the target displacement, δ .

The component gravity loads shall be included in the mathematical model for combination with seismic forces as specified in Section 7.2.2. The seismic forces shall be applied in both the positive and negative directions, and the maximum seismic effects shall be used for analysis.

The analysis model shall be discretized to represent the force-deformation response of each component along its length to identify locations of inelastic action.

Primary and secondary components of seismic-force-resisting elements shall be included in the model, as specified in Section 7.2.3.3.

The force-displacement behavior of all components shall be explicitly included in the model using full backbone curves that include strength degradation and residual strength, if any.

The NSP shall be used in conjunction with the acceptance criteria of Sections 7.5.3.2.1 and 7.5.3.2.2.

C7.4.3.2.1 General Requirements for NSP The requirement to carry out the analysis to at least 150% of the target displacement is meant to encourage the engineer to investigate likely building performance and behavior of the model under extreme load conditions that exceed the analysis values of the Seismic Hazard Level under consideration. The engineer should recognize that the target displacement represents a mean displacement value for the selected Seismic Hazard Level and that there is considerable scatter about the mean. Estimates of the target displacement may be unconservative for buildings with low strength compared with the elastic spectral demands.

The Simplified NSP of ASCE 41-06 is no longer included as an analysis option because it is often difficult to implement. Analysis using the Simplified NSP makes it difficult to properly satisfy the requirements of ASCE 41-13. Defining the force-deformation characteristics, primary versus secondary components, and the appropriate acceptance criteria is often challenging and potentially erroneous. The use of elastic-plastic backbone curves with the NSP of Section 7.3.2.1 should be permitted, with postprocessing to prove that the initial elastic-plastic assumption is appropriate.

When the strength degradation of components is not explicitly modeled, the μ_{max} factor cannot be reliably estimated, and dynamic instability cannot be assessed beyond comparing component acceptance criteria with the corresponding demand. Elastic-plastic component action modeling of the Simplified NSP may miss potential failure mechanisms, particularly for taller buildings.

7.4.3.2.2 Control Node Displacement for NSP The control node shall be located at the center of mass at the roof of a building. For buildings with a penthouse, the floor of the penthouse shall be regarded as the level of the control node. The displacement of the control node in the mathematical model shall be calculated for the specified seismic forces.

7.4.3.2.3 Lateral Load Distribution for NSP Lateral loads shall be applied to the mathematical model in proportion to the distribution of mass in the plane of each floor diaphragm. The vertical distribution of these forces shall be proportional to the shape of the fundamental mode in the direction under consideration.

C7.4.3.2.3 Lateral Load Distribution for NSP The distribution of lateral inertial forces determines relative magnitudes of shears, moments, and deformations within the structure. The actual distribution of these forces is expected to vary continuously during earthquake response as portions of the structure yield and stiffness characteristics change. The extremes of this distribution depend on the severity of the earthquake shaking and the degree of nonlinear response of the structure. More than one seismic force pattern has been used in the past as a way to bound the range of actions that may occur during actual dynamic response. Research in FEMA 440 (2005) has shown that multiple force patterns do little to improve the accuracy of nonlinear static procedures and that a single pattern based on the first mode shape is recommended.

7.4.3.2.4 Idealized Force-Displacement Curve for NSP The nonlinear force-displacement relationship between base shear and displacement of the control node shall be replaced with an idealized relationship to calculate the effective lateral stiffness, K_e , and effective yield strength, V_e , of the building, as shown in Fig. 7-3.

The first line segment of the idealized force-displacement curve shall begin at the origin and have a slope equal to the effective lateral stiffness, K_e . The effective lateral stiffness, K_e , shall be taken as the secant stiffness calculated at a base shear force equal to 60% of the effective yield strength of the structure. The effective yield strength, V_e , shall not be taken as greater than the maximum base shear force at any point along the force-displacement curve.

The second line segment shall represent the positive post-yield slope ($\alpha_p K_e$), determined by a point (V_p, Δ_p) and a point at the intersection with the first line segment such that the areas above and below the actual curve are approximately balanced. (V_p, Δ_p) shall be a point on the actual force-displacement curve at the calculated target displacement, or at the displacement corresponding to the maximum base shear, whichever is least.

The third line segment shall represent the negative post-yield slope ($\alpha_n K_e$), determined by the point at the end of the positive post-yield slope (V_p, Δ_p) and the point at which the base shear degrades to 60% of the effective yield strength.

C7.4.3.2.4 Idealized Force-Displacement Curve for NSP The idealized force-displacement curve is developed using an item-

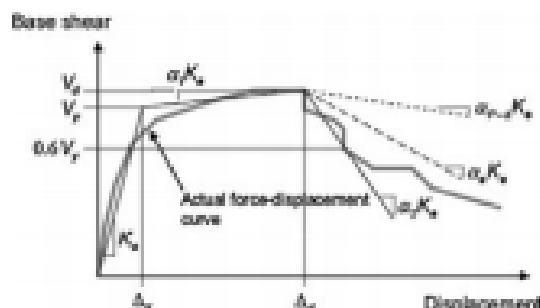


FIG. 7-3. Idealized Force-Displacement Curves

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteresis shape, cyclic stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response. For periods greater than 0.7 s, $C_2 = 1.0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{target}} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7-30)$$

The strength ratio μ_{target} shall be calculated in accordance with Eq. (7-31):

$$\mu_{\text{target}} = \frac{S_y}{V_y / W} C_m \quad (7-31)$$

where S_y is defined above and

V_y = Yield strength of the building in the direction under consideration calculated using results of the NSP for the idealized nonlinear force-displacement curve developed for the building in accordance with Section 7.4.3.2.4;

W = Effective seismic weight, as calculated in Section 7.4.1.3.1; and

C_m = Effective mass factor from Table 7-4. Alternatively, C_m taken as the effective modal mass participation factor calculated for the fundamental mode using an eigenvalue analysis, shall be permitted. C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T_e , is greater than 1.0 s.

For buildings with negative post-yield stiffness, the maximum strength ratio, μ_{max} , shall be calculated in accordance with Eq. (7-32).

$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_y}{\Delta_p} + \frac{|\alpha_p| b}{4} \quad (7-32)$$

where Δ_y = Lesser of the target displacement, δ_t , or displacement corresponding to the maximum base shear defined in Fig. 7-3;

Δ_p = Displacement at effective yield strength defined in Fig. 7-3;

$b = 1 + 0.15 \ln T_e$; and

α_p = Effective negative post-yield slope ratio defined in Eq. (7-33).

The effective negative post-yield slope ratio, α_p , shall be calculated in accordance with Eq. (7-33):

$$\alpha_p = \alpha_{p,u} + \lambda (\alpha_0 - \alpha_{p,u}) \quad (7-33)$$

where α_0 = Negative post-yield slope ratio defined in Fig. 7-3.

This ratio includes P- Δ effects, in-cycle degradation, and cyclic degradation;

$\alpha_{p,u}$ = Negative slope ratio caused by P- Δ effects; and

λ = Near-field effect factor:

= 0.8 if $S_{SI} \geq 0.6$ for BSE-2N;

= 0.2 if $S_{SI} \leq 0.6$ for BSE-2N.

C7.4.3.3.2 Target Displacement for NSP This standard presents the coefficient method for calculating target displacement. Other procedures can also be used. Section C3.3.3.3 of FEMA 274 (1997b) and FEMA 440 (2005) present additional background information on the coefficient method and another acceptable procedure referred to as the capacity spectrum method.

The C_1 coefficient accounts for the difference between the roof displacement of a multi-degree-of-freedom (MDOF) building and the displacement of the equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) system. Using only the first mode shape (ϕ_1) and elastic behavior, coefficient C_1 is equal to

$$C_1 = \phi_{1,r} \frac{[\phi_1]^T [M] \{1\}}{[\phi_1]^T [M] \{\phi_1\}} \quad (C7-4)$$

$$= \phi_{1,r} \Gamma_1$$

where $\phi_{1,r}$ = The ordinate of mode shape 1 at the roof (control node);

$[M]$ = A diagonal mass matrix; and

Γ_1 = The first modal mass participation factor.

Because the mass matrix is diagonal, Eq. C7-4 can be rewritten as

$$C_1 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{1,i}^2} \quad (C7-5)$$

where m_i = The mass at level i and

$\phi_{1,i}$ = The ordinate of mode shape 1 at level i .

If the absolute value of the roof (control node) ordinate of each mode shape is set equal to unity, the value of coefficient C_1 is equal to the first modal mass participation factor.

Explicit calculation of C_1 using the actual deflected shape may be beneficial in terms of lower amplification of target displacement. The actual shape vector may take on any form, particularly because it is intended to simulate the time-varying deflection profile of the building responding inelastically to the ground motion and is likely to be different from the elastic first-mode shape. If this method is used, the mass participation factor, Γ_1 , must be calculated using the actual deflected shape as the shape vector in lieu of the mode shape.

Use of the tabulated values, which are based on a straight-line vector with equal masses at each floor level, is approximate (particularly if masses vary much over the height of the building) and may be overly conservative.

Coefficients for estimating the target displacement have been modified based on the recommendations contained in FEMA 440 (2005).

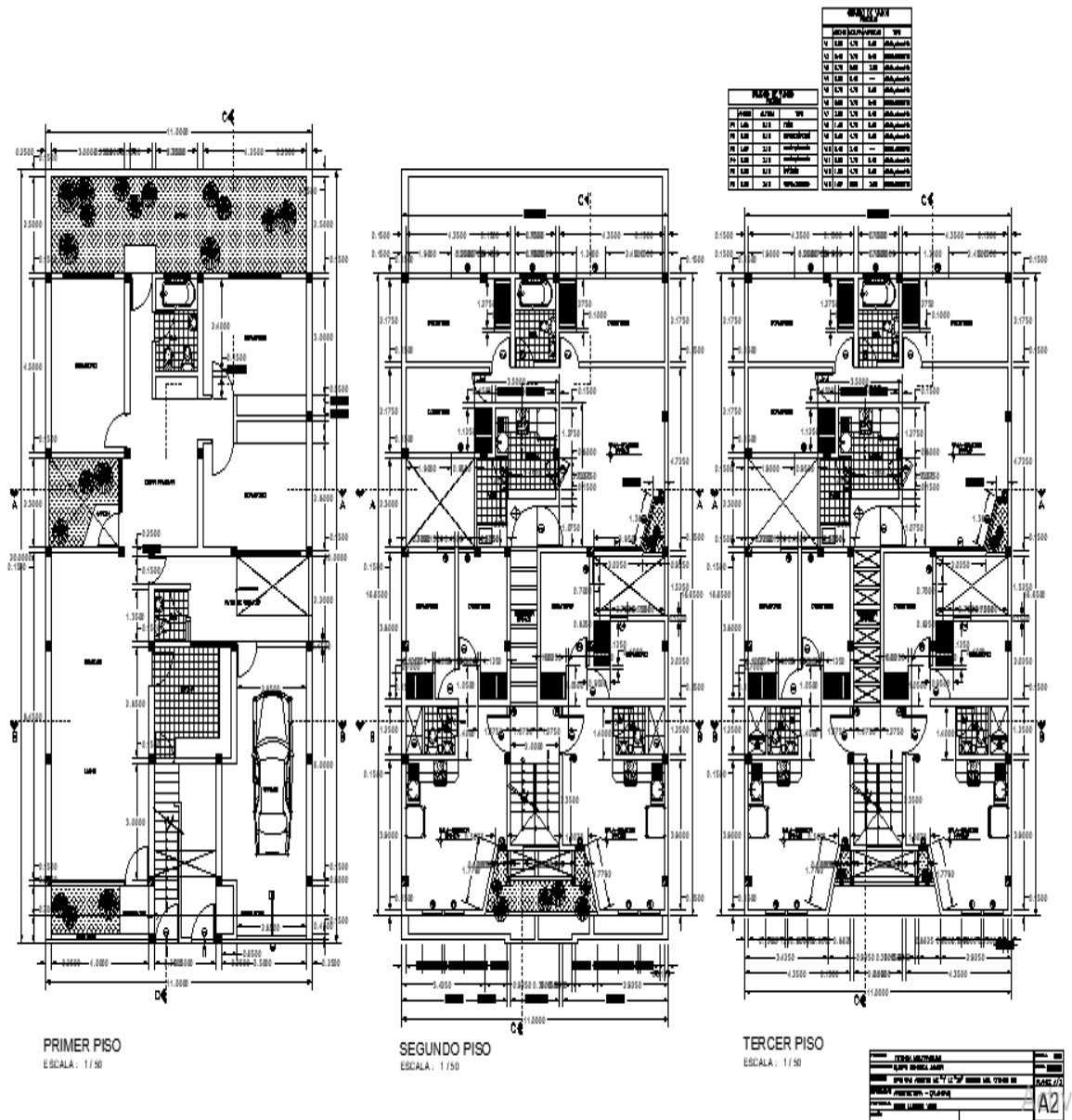
FEMA 440 (2005) concluded that the previous cap on the C_1 factor was not appropriate, and a simplified equation was recommended based on μ_{target} , effective period, T_e , and the site class factor, α , with a revised cap at $T = 0.2$ s. FEMA 440 (2005) recommended site class factors for Site Classes B, C, and D only. The site class factor for Site Class A was set equal to that for B, and the site class factor for Site Classes E and F was set equal to that for D. The use of the simplified C_1 equation to estimate displacements for soft soil sites, including classes E and F, has higher uncertainty because of high dispersions of the results in studies of SDOF oscillators on soft soils. See FEMA 440 (2005) for more discussion on uncertainties related to the C_1 equation.

The C_2 factor was revised to better account for the effects of cyclic degradation of stiffness, as recommended in FEMA 440 (2005). For buildings with systems that do not exhibit degradation of stiffness and/or strength, the C_2 coefficient can be assumed to be 1.0. This assumption would include buildings with modern concrete or steel special moment-resisting frames, steel eccentrically braced frames, and buckling-restrained braced frames as either the original system or the system added during seismic retrofit.

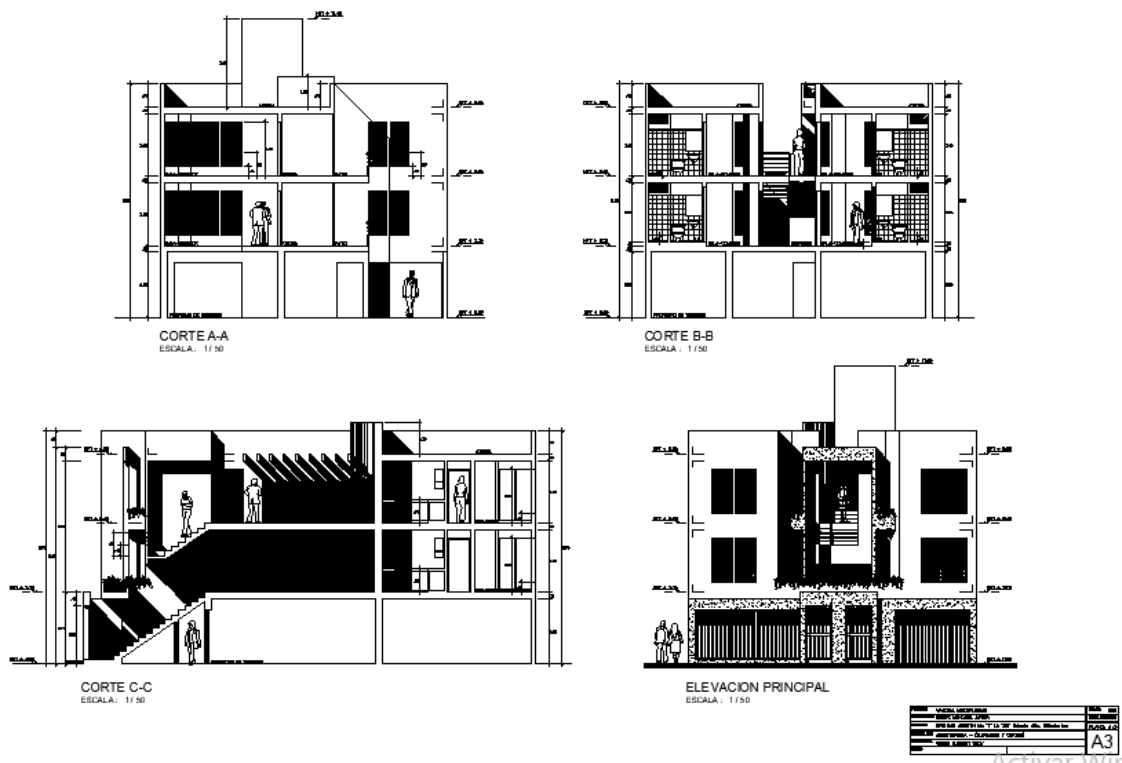
The C_3 coefficient has been eliminated and replaced with a maximum strength ratio, μ_{max} , which is intended to measure dynamic instability. Where the value for μ_{max} is exceeded, an NDP analysis is recommended to capture strength degradation and dynamic P- Δ effects to confirm dynamic stability of the building. As recommended in FEMA 440 (2005), the NDP anal-

8.- Planos.

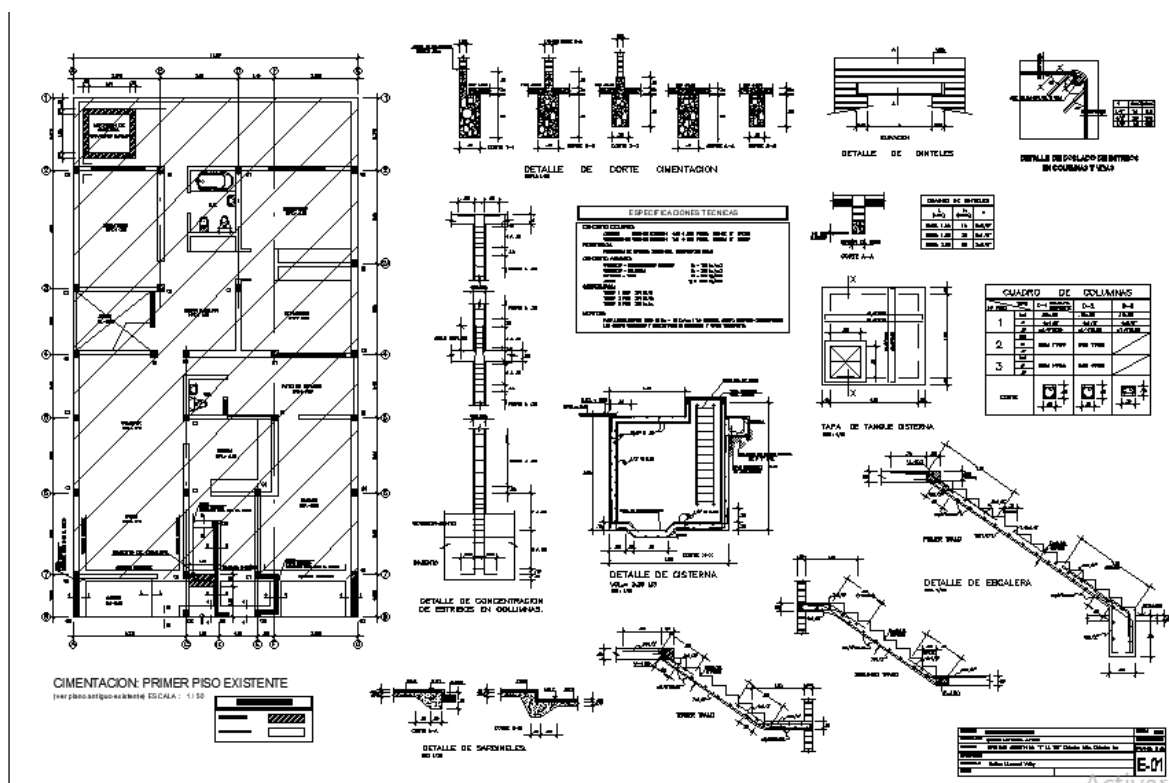
- Plano de Arquitectura



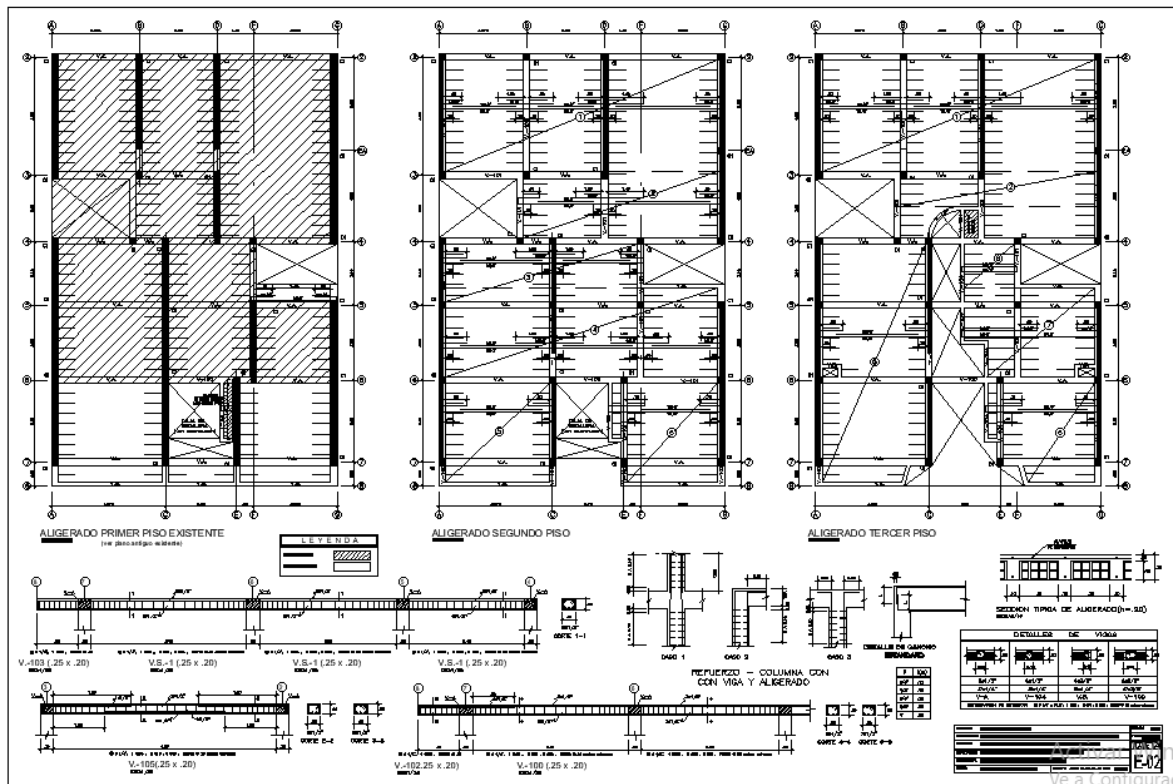
- Plano e Corte y Elevación



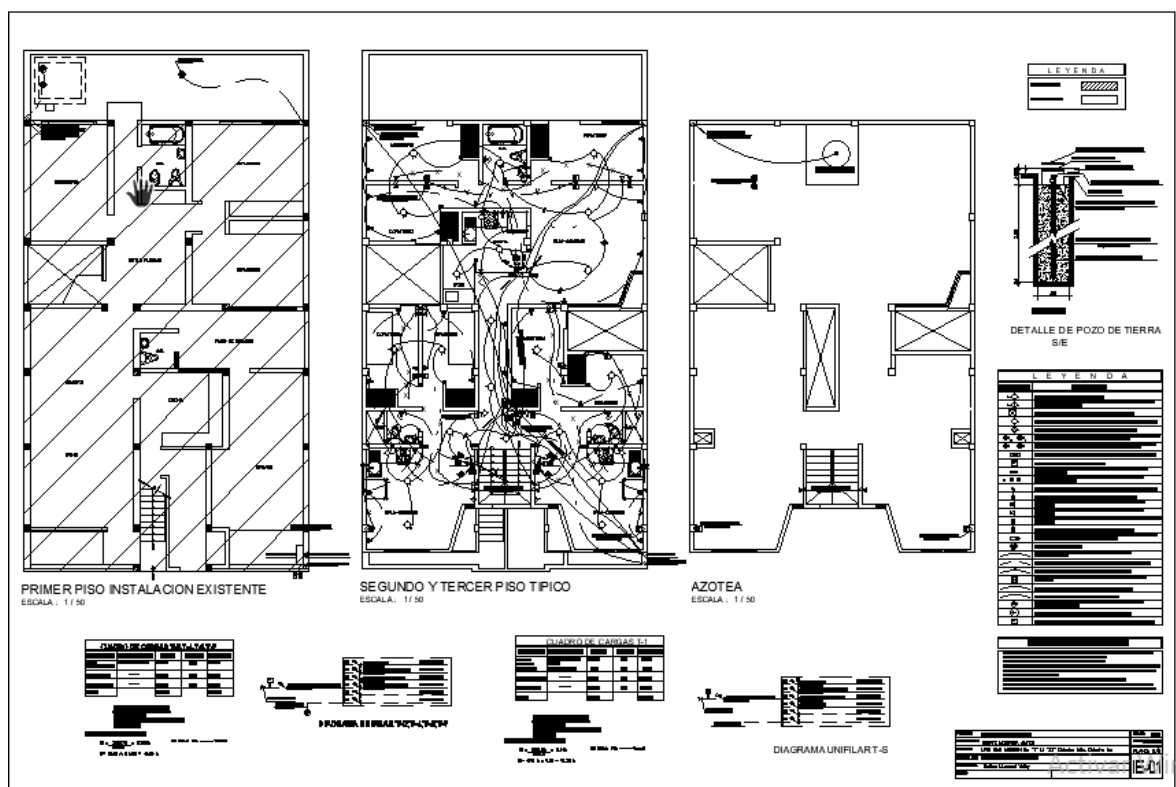
- Plano de Estructuras



- Plano de Losa Aligerada



- Plano de Instalaciones Eléctricas



- Plano de Instalaciones Sanitarias

